



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

**POSOUZENÍ BEZPEČNOSTNÍHO CELÍKU
U PODZEMNÍ STAVBY**

THE FACE SAFETY PILLAR ASSESSMENT FOR UNDERGROUND CONSTRUCTION

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Adam Zapletal

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.

BRNO 2017



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Adam Zapletal
Název	Posouzení bezpečnostního celíku u podzemní stavby
Vedoucí práce	doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
Datum zadání	31. 3. 2016
Datum odevzdání	13. 1. 2017

V Brně dne 31. 3. 2016

doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.,
MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Budou předány vedoucím diplomové práce zvlášť.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Předmětem diplomové práce je posouzení bezpečnostního celíku v čele a v předpolí podzemní stavby. Součástí posouzení je rovněž případová studie.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Tato diplomová práce parametricky porovnává různé metody určení nutné délky bezpečnostního celíku při budování sekundárních městských kolektorů v Brně. Porovnáván je analytický výpočet podle Šedivého s matematickým modelováním provedeným jednak v programu Plaxis 2D verze 2015.02. a také v programu Plaxis 3D Introductory verze 2013.

KLÍČOVÁ SLOVA

studie, podzemní stavba, bezpečnostní celík, předpolí, čelba, kolektor, spraš, sprašová hlína, diabas, tradiční ražba, analytický výpočet, matematický model, metoda konečných prvků

ABSTRACT

The master thesis parametrically compares different methods to determine the required lengths of the safety pillar when building secondary urban collector in Brno. The analytical calculation by Šedivý is compared with mathematical modeling executed in the program Plaxis 2D 2015.02. version and also in the program Plaxis 3D Introductory 2013 version.

KEYWORDS

study, underground construction, face safety pillar, clearway, tunnel face, collector, loess, loam, diabase, traditional embossing, analytical calculation, mathematical model, Finite Element Method

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Adam Zapletal *Posouzení bezpečnostního celíku u podzemní stavby*. Brno, 2017. 54 s. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 10. 1. 2017

Bc. Adam Zapletal
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji všem členům Ústavu geotechniky Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně, kteří mi pomáhali ať už při vypracování mé diplomové práce nebo během studia. Zvláště děkuji vedoucímu práce doc. Ing. Vladislavu Horákovi, CSc. za poskytnutí podkladů pro tuto práci, cenné rady i připomínky a čas obětovaný konzultacím.

Obsah

ÚVOD	10
1.1. Brněnská kolektorová síť	11
2. ANALÝZA TÉMATU	13
2.1. Cíle studie	13
2.2. Popis konstrukce	14
2.3. Inženýrsko-geologické, hydrogeologické a geotechnické poměry	15
2.4. Zatížení	15
3. APLIKACE TÉMATU	18
3.1. Obecné parametry výpočetního modelu	18
3.1.1. Geometrie modelu a zatížení	18
3.1.2. Zahrnutí bezpečnosti u jednotlivých výpočtů	19
3.2. Analytický výpočet podle Šedivého	19
3.2.1. Výpočet celíku	19
Postup výpočtu	19
Vstupní parametry výpočtu	22
Výpočet	27
Výsledky	28
3.2.2. Přibližné určení doby stability nadloží	28
Postup výpočtu	29
Vstupní parametry výpočtu	29
Výpočet	30
Výsledky	30
3.2.3. Dosah závalu	30
Postup výpočtu	31
Aplikace výpočtu	32
3.3. Výpočet metodou konečných prvků	33
3.3.1. Vstupní parametry výpočtu	33
3.3.2. Výpočet pomocí programu Plaxis 2D	35
3.3.3. Výsledky výpočtu provedeného v programu Plaxis 2D	39
Výsledky pro podloží varianty 1 (diabas)	39
Výsledky pro podloží varianty 2 (pevná spraš)	40

Výsledky pro podloží varianty 3 (měkká spraš).....	40
3.3.4. Výpočet pomocí programu Plaxis 3D	42
3.3.5. Výsledky výpočtu provedeného v programu Plaxis 3D	44
Výsledky pro podloží varianty 2 (pevná spraš).....	44
Výsledky pro podloží varianty 3 (měkká spraš).....	45
4. ZÁVĚR.....	47
4.1. Shrnutí výsledků	47
4.2. Zhodnocení metod použitých pro výpočet bezpečnostního celíku.....	48
4.3. Závěrečné shrnutí.....	49
SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ.....	50
SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ.....	51
SEZNAM OBRÁZKŮ	54
SEZNAM TABULEK.....	55

ÚVOD

Zřejmým problémem při realizaci podzemních staveb je zajištění bezpečného a ekonomického postupu výstavby v prostředí, o kterém nám žádný inženýrskogeologický průzkum nemůže poskytnout naprosto přesné a spolehlivé informace. Zejména v případech, kdy je trasa podzemní stavby vedena pod vodní nádrží, vodním tokem, je trasována v intravilánu (zvláště pod zástavbou) nebo prochází polohami, ve kterých se výrazně mění kvalita okolní horniny, je třeba provádět během výstavby bezpečnostní předvrtý nebo jiná opatření, která nám umožní včas odhalit případná zvodnění poruchových zón nebo změnu prostředí a umožní s dostatečným předstihem na tyto změny reagovat. Abychom mohli určit nutnou délku těchto předvrtů (případně dosah jiných opatření), potřebujeme znát délku bezpečnostního celíku.

Samotný pojem **celík** je výraz běžně používaný v hornické praxi. Je všeobecně chápán jako určitý ohraničený objem horninové masy v předpolí. Podle hornického slovníku [6] označuje nedotčenou část těženého ložiska. Vyhláška ČBÚ [1], která se kromě jiného zabývá i bezpečnostními celíky, popisuje celíky jako prvky bezpečnostní a ochranné, které svojí mocností oddělují důlní dílo např. od zvodněných nebo plynonosných horizontů.

V rámci této diplomové práce je bezpečnostní celík chápán jako jakási horninová zátka, která svojí soudržností vzdoruje tlakům okolního prostředí, čímž brání porušení čelby a porušení – extrémně zavalení – výrubu budované podzemní stavby.

Výpočet bezpečnostního celíku pak spočívá ve výpočtu délky této zátky. K tomuto účelu slouží například metodika podle Ing. Miroslava Šedivého [14], který analyticky popsal určení délky celíku v prostředí horninového masivu porušeného zvodněnými puklinami, při uvažování kvality tohoto masivu a také míry prozkoumanosti lokality.

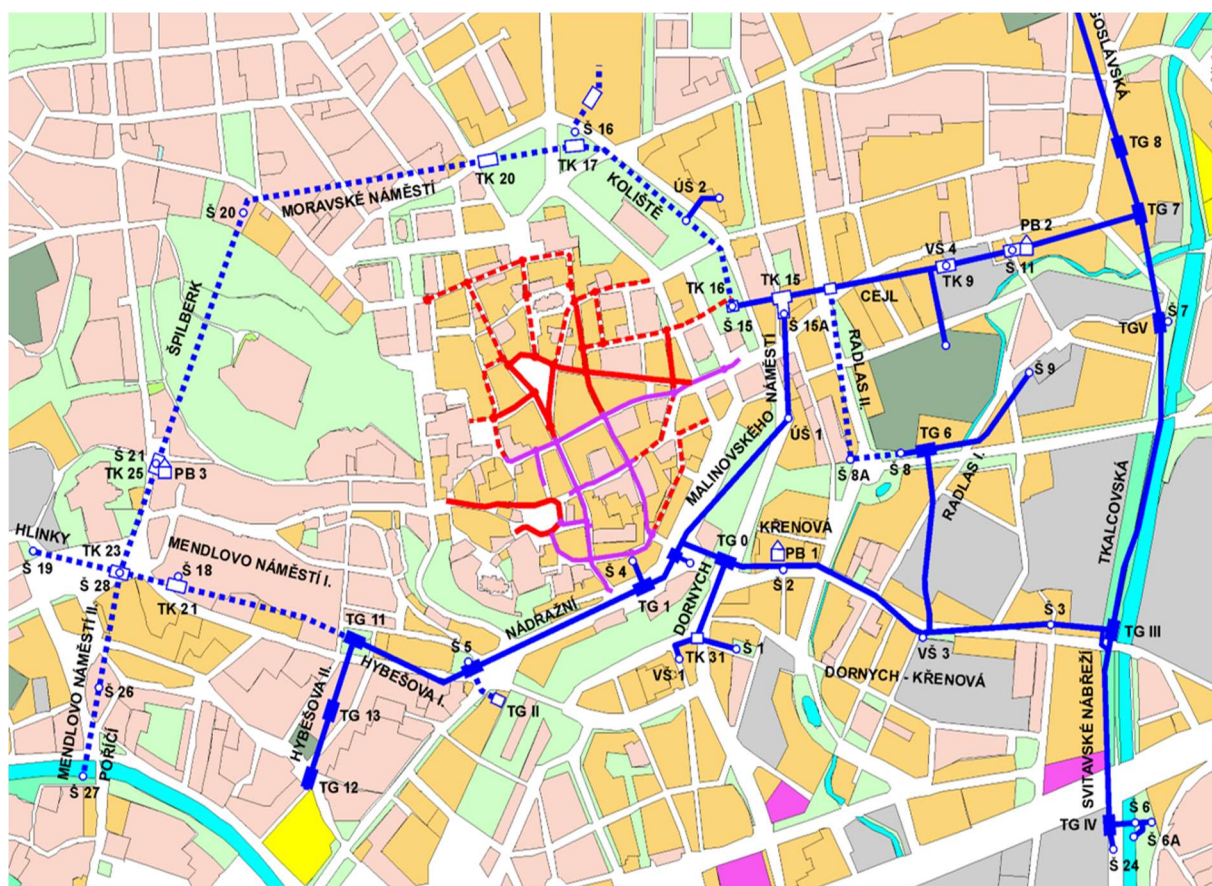
Účelem této diplomové práce, bylo ověření použitelnosti postupu podle Ing. Šedivého v geotechnických podmínkách typických pro prostor města Brna. Vznikla tedy parametrická studie, která porovnává dvě různé možnosti určení délky bezpečnostního celíku při budování podzemní stavby. Jako první varianta výpočtu byl zvolen již zmíněný analytický postup podle Šedivého, který je srovnán s výpočtem metodou konečných prvků. Ten byl proveden v programu Plaxis 2D a v omezené míře i v programu Plaxis 3D. Průřez podzemního díla byl zvolen podle typického profilu brněnských sekundárních kolektorů, budovaných pod historickým centrem města. Geologický profil podloží byl pro větší variabilitu výsledků uvažován ve třech různých variantách.

Jelikož se celá práce týká problematiky budování kolektorů, zvolený řez podzemní stavby odpovídá konkrétně brněnským sekundárním kolektorům a parametry uvažovaného geologického podloží odpovídají brněnské oblasti, považuje autor za vhodné věnovat část textu také historii a současnosti brněnské kolektorové sítě. Této tématice je tedy věnována následující úvodní kapitola.

1.1. Brněnská kolektorová síť

Výstavba brněnské kolektorové sítě probíhá od roku 1973, kdy byla zahájena realizací primárního kolektoru v úseku Dorných – Křenová. Podle revidovaného generelu z roku 1978 se měla síť primárních kolektorů v Brně skládat ze dvou okruhů. Jeden okruh okolo historického centra města a druhý okruh v oblasti průmyslové zóny, přibližně ohraničené ulicemi Křenová, Koliště, Cejl a řekou Svitavou. Výstavba tohoto okruhu spolu s kolektory pod ulicí Hybešovou a kolektorem sledujícím nábreží Svitavy, byla ukončena v roce 1994. Tím výstavba primárních kolektorů v Brně prakticky skončila. Plánovaný okruh kolem historického centra města tak nebyl a zřejmě už ani nebude realizován.

Vývoj kolektorových staveb a současné požadavky na jejich využití kladou větší důraz spíše na budování sekundárních dodavatelských kolektorů v centru města. Jejich výstavba byla zahájena v roce 1992. Do roku 1998 byla dokončena první etapa výstavby. Druhá etapa výstavby sekundárních kolektorů v Brně, byla realizována v letech 1999 až 2005. Trasa sekundárních kolektorů je propojena s trasou primárních kolektorů a jejich výstavba stále pokračuje. Celá aktuální situace je přehledně zobrazena na *obrázku 1*.



Kromě kolektorů v centru města jsou v Brně oddělené okruhy v rámci sídliště Vinohrady a sídliště Kamenný Vrch. Celková délka kolektorové sítě má v současnosti přes 21 km. Z toho je 7 775 m ražených primárních kolektorů, 5 106 m ražených sekundárních kolektorů a 8 426 m hloubených sekundárních kolektorů [7].

Primární kolektory se nacházejí v hloubce 25 až 35 m pod povrchem. Jejich profil je kruhový převážně se světlym průměrem 5,1 m s rovným dnem, světlé výšky 4 m. S výjimkou plynovodu a kanalizace jsou do nich ukládány všechny druhy inženýrských sítí.

Hloubka dna/počvy sekundárních kolektorů leží v hloubce přibližně 5 m. Příčný profil je závislý na množství uložených vedení. V hlavních trasách má profil šířku cca 3,0 m a výšku 3,3 m se zaklenutým přístropím. Ukládán do nich je parovod a výhledově také horkovod, vodovod, silové kabely, sdělovací kabely, kabely vlastního vybavení a kanalizace, která je vedena pode dnem kolektoru. Kolektor není uzpůsoben pro vedení plynovodu. Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem proměnné tloušťky s příhradovou či plnostěnnou výztuží a ocelovou svařovanou (KARI) sítí. Sekundární ostění je tvořeno další vrstvou stříkaného betonu a ocelovou svařovanou (KARI) sítí. Celková tloušťka ostění je nejméně 220 mm. Všechny sekundární kolektory v centru města jsou ražené a byly budovány klasickými tunelovacími metodami.

2. ANALÝZA TÉMATU

Řešenou stavbou je sekundární kolektor odpovídající svým charakterem kolektorům budovaným v historickém jádru města Brna. Objekt však není spojen s žádnou konkrétní lokalitou. Vzhledem k tomu, že práce je pojata ve formě studie, byly parametry podzemní stavby, stejně jako geologické a hydrogeologické poměry voleny výhradně na základě doporučení vedoucího diplomové práce, doc. Ing. Vladislava Horáka, CSc.

2.1. Cíle studie

První cíl byl naznačen již v úvodu. Jde o aplikaci metody výpočtu bezpečnostního celíku podle Šedivého na prostředí tvořené spraší a sprašovou hlínou. Metoda byla původně určena pro situace, kdy je třeba trasou podzemní stavby podejít pod vodním tokem nebo nádrží a byla uzpůsobena pro prostředí skalních hornin. Původní představa, která předpokládá zvodnělé trhliny ve skalním masivu a destabilizační síly určuje na základě hydrostatického tlaku, je v prostředí tvořeném zeminou nereálná. Podobný problém nastává i při výpočtu síly stabilizační, která je určována na základě smykové pevnosti na puklinách.

Druhým cílem práce, je určení délky bezpečnostního celíku pomocí výpočtu založeného na metodě konečných prvků. Problémem tohoto postupu je, že hledaný údaj nelze určit přímo. Nejprve je tedy třeba určit podmínky, na základě kterých bude hledaná délka stanovena. Výpočet bude proveden ve specializovaném software.

U obou postupů vyvstává problém s věrohodností výsledků. Původní postup výpočtu bezpečnostního celíku podle Šedivého byl založen na datech shromážděných z celé řady realizovaných podzemních konstrukcí. K aplikaci ve spraších nebo sprašových zeminách nemáme podobné podklady k dispozici. Na druhou stranu při výpočtu metodou konečných prvků nezískáme délku celíku jako konkrétní hodnotu. Musíme ji určit odborným odhadem až na základě jiných výsledků.

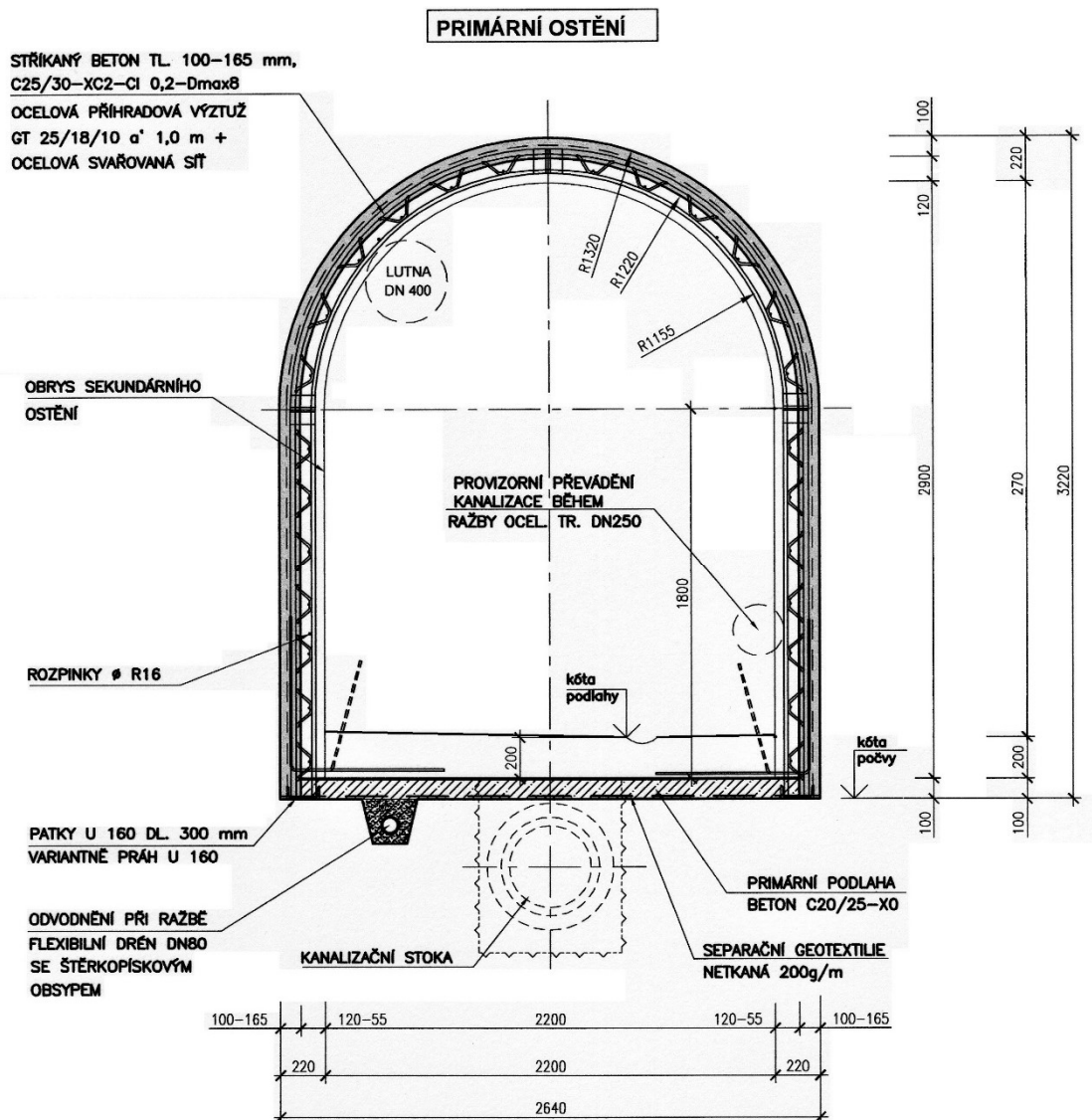
Další komplikací při porovnávání obou metod je určení bezpečnosti. Zatímco metoda podle Ing. Šedivého je založena na zkušenostech, do výpočtu jsou dosazovány hodnoty zatížení a parametry zemin v základních hodnotách a výsledná délka celíku je označena za bezpečnou na základě uvažování nejnepríznivějšího možného způsobu porušení, při výpočtu metodou konečných prvků musíme bezpečnost stanovit jinak.

Cílů je tedy hned několik:

- Aplikovat původní výpočet bezpečnostního celíku do prostředí typického pro brněnskou oblast.
- Určit délku bezpečnostního celíku z výsledků numerického výpočtu pomocí software.
- Na základě porovnání výsledků odhadnout kvalitu výsledků a bezpečnost jednotlivých postupů.

2.2. Popis konstrukce

Profil kolektoru byl zvolen na základě výkresu primárního ostění kolektoru realizovaného v Brně pod ulicí Zámečnickou, viz *obrázek 2*.



Obrázek 2: Řez sekundárním kolektorem, Dominikánské náměstí, Brno.

Modelovaná trasa kolektoru má v předmětném úseku nulový spád. Stejně tak je vodorovný i modelový povrch terénu. Výška nadloží byla zvolena v závislosti na geologických poměrech v hodnotě 2,5 m nebo 4,0 m.

Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem C25/30 tloušťky 100 až 165 mm s ocelovou příhradovou výztuží a ocelovou svařovanou (KARI) sítí. Sekundární ostění je ze stejného betonu tloušťky 120-55 mm rovněž s ocelovou svařovanou (KARI) sítí.

2.3. Inženýrsko-geologické, hydrogeologické a geotechnické poměry

Geologie modelu byla zvolena ve třech různých variantách, jak již bylo popsáno v úvodní kapitole:

- V první variantě se geologický profil skládá ze dvou vrstev. Horní vrstvu mocnosti 2 m tvoří spraš a sprašová hlína pevné konzistence. Zbytek profilu je tvořen zvětralým až silně zvětralým diabasem. Výška nadloží nad kolektorem je v tomto případě 4 m.
- Ve druhé variantě je v plné mocnosti uvažována spraš a sprašová hlína ve stavu pevném. Výška nadloží nad kolektorem má hodnotu 2,5 m.
- Třetí varianta je opět tvořena spraší nebo sprašovou hlínou, tentokrát ale ve stavu měkkém. Výška nadloží je stejná, jako ve druhé variantě.

Hydrogeologické podmínky modelu byly pro účel studie voleny jako velmi jednoduché, kdy hladina podzemní vody není v modelech vůbec uvažována.

Parametry výše uvedených geologických vrstev jsou zřejmé z *tabulky 1*, kde jsou varianty pro přehlednost barevně rozlišeny. Podle tohoto vzoru jsou jednotlivé modely označovány v rámci celé studie.

Tabulka 1: Parametry geologických vrstev.

Varianta 1 - Diabas silně zvětralý až zvětralý.

Varianta 2 - Spraše a sprašové hlíny pevné konzistence.

Varianta 3 - Spraše a sprašové hlíny konzistence měkké až velmi měkké.

Parametr	Varianta 1	Varianta 2	Varianta 3	Jednotky
ν	0,27	0,4	0,42	
γ_n	28,5	20	21	kN/m ³
E_{def}	770	10	1,5	MPa
E	4000	18	2	MPa
ϕ_{ef}	57	21	17	°
c_{ef}	430	30	8	kPa

2.4. Zatížení

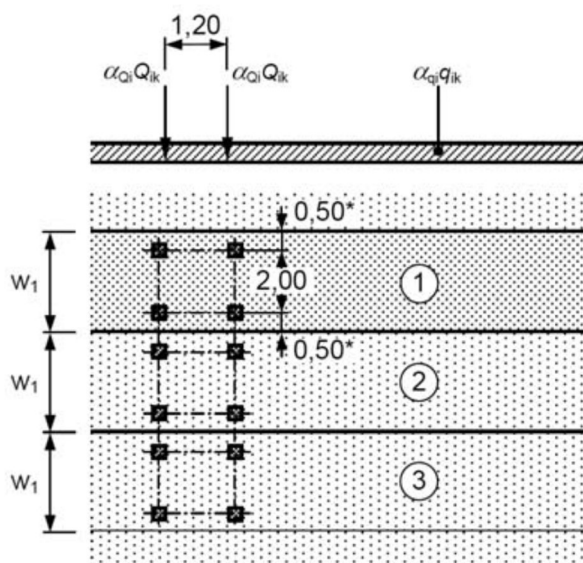
Ačkoliv kolektory jako podzemní stavby nemusí být nutně vázány s organizací povrchové zástavby, je jejich trasa často, s ohledem na řadu výhod, shodná se sítí městských ulic. V modelované situaci proto nad kolektorem uvažujeme pouze dvoupruhovou silnici kategorie S 7,5 / 50. V podélném směru je trasa komunikace rovnoběžná s trasou kolektoru. Příčně je vůči kolektoru posunuta tak, aby zatížení dopravou vyvozovalo co největší účinek.

Ze stálých zatížení připadá v úvahu jen tíha komunikace, která nebude uvažována pro svůj malý význam. Případná okolní zástavba je pro lokální určení délky celíku také bezvýznamná. Do výpočtů tedy vstupují jen nahodilá zatížení, volená podle normy ČSN EN 1991-2, Zatížení mostů dopravou [5]. Ta uvádí 4 modely svislých zatížení:

Model zatížení 1 (LM 1)

Je základním modelem zatížení ve svislém směru, složeným ze dvou dílčích soustav:

- Soustavy soustředěného zatížení od dvojnápravy (TS) s každou nápravou o tíze $\alpha_Q Q_k$, kde α_Q jsou regulační součinitele a Q_k jsou charakteristické hodnoty nápravových sil.
- Soustavy rovnoměrného zatížení (UDL) o tíze specifikované na metr čtvereční zatěžovacího pruhu $\alpha_q q_k$, kde α_q jsou regulační součinitele a q_k charakteristické hodnoty rovnoměrného zatížení.



Schematické znázornění modelu 1 je na *obrázku 3*. Zatěžovací pruhy jsou rozmístěny tak, aby vyvozovaly co největší účinek. Jejich umístění nesouvisí s jízdními pruhy na vozovce.

Charakteristické hodnoty zatížení jsou v *tabulce 2*, hodnoty součinitelů v *tabulce 3*.

Obrázek i použité tabulky pocházejí z normy ČSN EN 1991-2 [5].

Obrázek 3: Model zatížení 1 (LM 1). [5]

Tabulka 2: Charakteristické hodnoty zatížení. [5]

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} nebo q_{rk} [kN/m ²]
Pruh č.1	300	9,0
Pruh č.2	200	2,5
Pruh č.3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

Tabulka 3: Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR. [5]

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{qi} ($i \geq 2$)	α_{qr}
1	0,8	0,8	0,8	0,8	1	1
2	0,8	0,5	0,5	0,5	1	1

ČSN EN 1991-2 doporučuje vybrat regulační součinitele α podle očekávané dopravy a také podle třídy komunikace. Podle těchto kritérií rozděluje komunikace do dvou skupin:

- 1 - všechny pozemní komunikace, s výjimkou komunikací uvedených ve skupině 2.
- 2 - silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužní místní komunikace a účelové komunikace.

Hodnoty relevantní pro tuto diplomovou práci jsou uvedeny v *tabulkách 4 a 5*.

Tabulka 4: Charakteristické hodnoty zatížení pro zpracování studie.

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} nebo q_{rk} [kN/m ²]
Pruh č.1	300	9,0
Pruh č.2	200	2,5

Tabulka 5: Hodnoty součinitelů α pro zpracování studie.

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{q1}	α_{qi} ($i \geq 2$)
2	0,8	0,5	0,5	1

Model zatížení 2 (LM 2)

Je tvořen jednou nápravovou silou $\beta_Q Q_{ak}$, kde Q_{ak} je rovna 400 kN a může působit v kterémkoli místě na vozovce. V případě potřeby se může uvažovat pouze jedno kolo, působící silou β_Q 200 kN. Součinitel β_Q je v národní příloze stanoven hodnotou 0,8 pro obě skupiny komunikací.

Model je určen zejména pro krátké prvky o délce 3 m až 7 m a oproti modelu LM 1 jsou jím vyvozené zemní tlaky malé. Ve výpočtu proto nebyl uvažován.

Model zatížení 3 (LM 3)

Je soubor soustav nápravových sil představujících zvláštní vozidla, která se mohou pohybovat jen po trasách, kde je povoleno výjimečné zatížení. Studie posuzuje stav během výstavby kolektoru. Při pohybu výjimečného zatížení nad trasou budované podzemní stavby lze předpokládat nutnost přijetí zvláštních opatření. Jedná se o mimořádný případ, který nebude v rámci této diplomové práce řešen.

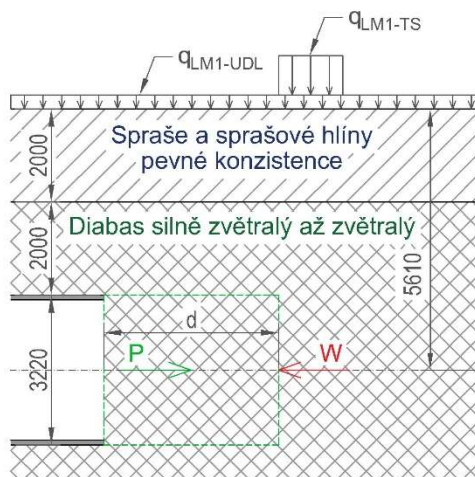
Model zatížení 4 (LM 4)

Představuje zatížení davem lidí. Uvažuje se rovnoměrným zatížením o charakteristické hodnotě 5 kN/m². Tento model je určen jen pro dočasné návrhové situace a připadá v úvahu, pokud jeho účinek není zřejmě pokryt modelem 1. Tato situace nastává zejména u dlouhých a širokých mostů, kdy se vytrácí účinek soustředěného zatížení TS a vozovka má více jízdních pruhů. V našem případě je účinek modelu 1 výrazně větší, proto ani model 4 nebude ve výpočtech dále uvažován.

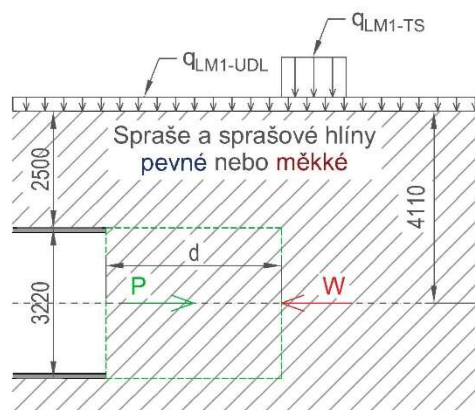
3. APLIKACE TÉMATU

3.1. Obecné parametry výpočetního modelu

3.1.1. Geometrie modelu a zatížení



Obrázek 4:
Geometrie modelu pro **variantu** podloží **1**.



Obrázek 5:
Geometrie modelu pro **variantu** podloží **2 a 3**.

Geometrie modelu se liší v závislosti na geologickém prostředí. U **varianty 1**, kde těleso kolektoru prochází vrstvou diabasu má nadloží celkovou mocnost 4 m. Jinak je tomu v případě varianty podloží **2 a 3**. Zde je nadloží tvořeno stejnou vrstvou spraše, kterou prochází i těleso kolektoru a jeho mocnost je 2,5 m.

Model zatížení se mírně mění v rámci jednotlivých výpočtů. Zejména soustředěné účinky od soustavy TS umístěné přímo na povrch zeminy bez uvažování roznosu zatížení vrstvami komunikace, činí při výpočtech potíže. Změny budou popsány a zdůvodněny v rámci popisu jednotlivých výpočtů.

Obecně lze model zatížení popsat tak, že spojitě zatížení od soustavy UDL je uvažováno rovnoměrně na povrchu celého modelu v redukovaných hodnotách. Důvodem je, že v rámci různých výpočtů působí toto zatížení na model příznivě i nepříznivě, pro účely studie ale nelze zatížení střídavě uvažovat či zanedbávat.

Soustava TS je uvažována vždy tak, aby vyvozovala co největší nepříznivý účinek. V rámci jednotlivých výpočtů se může měnit roznášecí plocha, na které působí, její celková hodnota však zůstává stejná.

3.1.2. Zahrnutí bezpečnosti u jednotlivých výpočtů

Autor původní metodiky (Šedivý) nezahrnuje do výpočtu bezpečnost pomocí stupně bezpečnosti ani pomocí koeficientů, které by upravovaly vstupní parametry, tak jako je tomu například při výpočtech podle Eurokódu. Namísto toho je při výpočtu uvažována podle Šedivého nejhorší možná varianta porušení, která je v praxi nereálná a následně je vztah ještě upraven součinitelem κ , zohledňujícím vliv kvality horninového prostředí a míru prozkoumanosti lokality. Vypočítaná délka celíku je poté označena za bezpečnou na základě předpokladu, že takto nepříznivý nebo ještě horší stav, nemůže nastat. Tento přístup byl v rámci této diplomové studie zachován.

Naproti tomu výpočet pomocí metody konečných prvků v sobě sám o sobě žádnou bezpečnost nezahrnuje. Cílem této metody je modelovat co nejvěrohodněji chování reálné konstrukce. Deformace konstrukce i případné poruchy jsou určeny čistě na základě zadané geometrie a parametrů modelu. Bezpečnost proto bude do výpočtu zahrnuta podle ČSN EN 1997–1.

3.2. Analytický výpočet podle Šedivého

Tato metodika je pro komplexní posudek čelby podzemní stavby rozdělena celkem na tři části. Pro účely studie je důležitá zejména část první: *Výpočet celíku s uvažováním kvality horninového prostředí a prozkoumanosti lokality*. Výsledky z tohoto výpočtu budou srovnány s hodnotami určenými pomocí software. Zbývající dvě části metodiky, které se zabývají možnostmi závalu z nadloží a jeho přibližným dosahem, nejsou pro cíle této diplomové studie podstatné. Budou ale řešeny pro výsledné porovnání a zhodnocení metod.

3.2.1. Výpočet celíku

Postup výpočtu

Vztah pro určení délky bezpečnostního celíku je odvozen na základě rovnováhy dvou sil. Destabilizační síly označené písmenem W a stabilizační síly P . Celý uvažovaný model je nejlépe srozumitelný podle *obrázku 6*.

Velikost síly W je podle původního postupu určována velikostí hydrostatického tlaku vody působícího na plochu A , kde A je plocha čelby.

$$W = \gamma_w \times h \times A \quad (1)$$

Tento přístup je uvažován na základě předpokladu zvodnělé pukliny ve skalním masivu, jak je zobrazeno na *obrázku 6 strana 13*. V prostředí tvořeném zeminou je tato úvaha nereálná, proto byl vzorec upraven na tvar:

$$W = \sigma_{x,Q} \times A \quad (2)$$

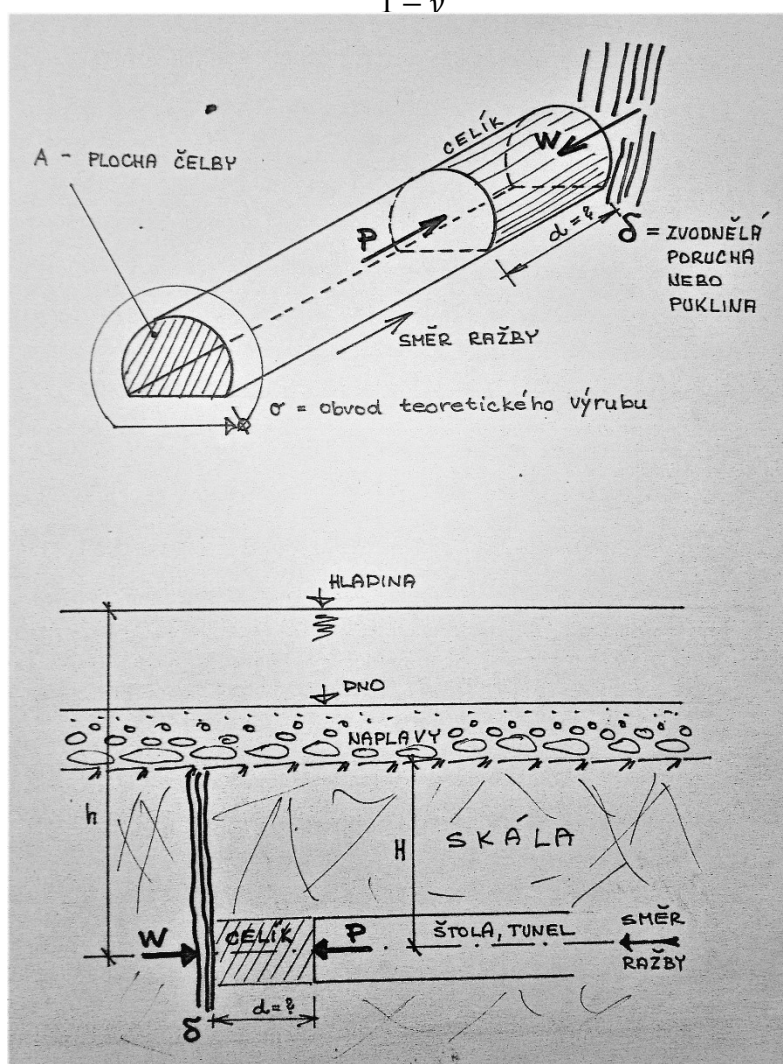
Kde $\sigma_{x,Q}$ je vodorovné normálové napětí vyvozené vlastní tíhou zeminy, sestavou soustředěného zatížení TS a přídatkem od sestavy UDL. Je vypočítáno podle vzorce:

$$\sigma_{x,Q} = \sigma_{z,Q} \times K_0 \quad (3)$$

$\sigma_{z,Q}$ je svislé normálové napětí vyvozené vlastní tíhou zeminy, sestavou soustředěného zatížení TS a přídatkem od sestavy UDL. Postup určení přídatku napětí od zatížení je popsán na obrázku 7 strana 14.

K_0 je součinitel zemního tlaku v klidu, určen podle běžného vztahu, kde ν je Poissonovo číslo.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (4)$$



Obrázek 6: Princip výpočtu bezpečnostního celíku. [14]

Velikost síly P , je potom určena podle vzorce:

$$P = \tau_{max} \times o \times d \quad (5)$$

Kde d je neznámá délka celíku, o je obvod teoretického výrubu v metrech a τ_{max} , je vrcholová smyková pevnost na puklině v daném puklinovém systému. Velikost τ_{max} má být pro tyto podmínky určena následovně:

$$\tau_{max} = \sigma_n \times tg[JRC \times \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r] \quad (6)$$

Vzorec je pro zeminy opět nepoužitelný. Byl proto nahrazen Mohr-Coulombovým vztahem pro určení smykové pevnosti.

$$\tau_{max} = \sigma_n \times \tan \varphi + c \quad (7)$$

Normálové napětí σ_n je dáno vlastní tíhou zeminy a přídavkem od sestavy UDL. Tento přídavek nahodilého zatížení zde evidentně působí příznivě, jak už ale bylo zdůvodněno výše, pro účely studie nebude zanedbán.

Normálová napětí jsou určena následovně:

$$\sigma_n = \gamma \times h + q_{LM1-UDL} \quad (8)$$

$$\sigma_{z,Q} = \gamma \times h + q_{LM1-UDL} + q_{LM1-TS} \quad (9)$$

Princip určení jednotlivých členů je zřejmý z obrázku 7.

Stabilita horninové zátky je zajištěna, pokud jsou síly W a P v rovnováze. Musí tedy platit:

$$W = P \quad (10)$$

Obrázek 7: Určení normálového napětí s přídavkem od zatížení.

Po dosazení do rovnic pro obě síly a následné úpravě, získáme vztah pro hledanou délku bezpečnostního celíku:

$$d = \frac{\sigma_{x,Q} \times A}{(\sigma_n \times \tan \varphi + c) \times o} \quad (11)$$

Výsledný vztah je nakonec doplněn o součinitel κ . Tím získáme konečnou rovnici:

$$d = \frac{\sigma_{x,Q} \times A \times \kappa}{(\sigma_n \times \tan \varphi + c) \times o} \quad (12)$$

Součinitel κ do rovnice zavádí vliv kvality horninového prostředí. Je totiž určen v závislosti na hodnotě RMR podle tunelářské klasifikace Bieniawského. Zahrnuje i vliv míry prozkoumanosti lokality, která je podle kategorie prozkoumanosti označena buď za dostatečnou nebo neuspokojivou. Podrobně bude určení hodnot RMR a parametru κ popsáno v následující části textu.

Vstupní parametry výpočtu

Parametry konstrukce:

Údaje podstatné pro výpočet jsou:

- Plocha čelby: $A = 7,753 \text{ m}^2$
- Obvod čelby: $o = 10,59 \text{ m}$
- Hloubka: $h = 5,61$ nebo $4,11 \text{ m}$ (liší se podle varianty podloží, viz obr. 7)

Parametry zemin

Při výpočtu dle Šedivého nejsou charakteristické hodnoty parametrů nijak upravovány a zůstávají v základní podobě. *Tabulka 6* je tedy shodná s *tabulkou 1*, je zde však uvedena pro přehlednost.

Tabulka 6: Parametry geologických vrstev.

Varianta 1 - Diabas silně zvětralý až zvětralý.

Varianta 2 - Spraše a sprašové hlíny pevné konzistence.

Varianta 3 - Spraše a sprašové hlíny konzistence měkké až velmi měkké.

Parametr	Varianta 1	Varianta 2	Varianta 3	Jednotky
ν	0,27	0,4	0,42	
γ_n	28,5	20	21	kN/m ³
E_{def}	770	10	1,5	MPa
E	4000	18	2	MPa
ϕ_{ef}	57	21	17	°
c_{ef}	430	30	8	kPa

Určení součinitele κ spočívá v několika krocích. Nejprve je třeba podle míry prozkoumanosti lokality rozhodnout o tom, zda bude uvažován součinitel κ_1 , odpovídající neuspokojivé prozkoumanosti nebo součinitel κ_2 , odpovídající prozkoumanosti dostatečné.

Tomuto kroku slouží tabulka kategorií prozkoumanosti zájmového území. Ta zde však nebude uvedena. Vzhledem k tomu, jakým způsobem Šedivý popisuje její smysl v textu: „Dostatečnou prozkoumaností se rozumí maximálně možné získání informací, vycházející z úrovně současného poznání v inženýrskogeologickém průzkumu.“ [14] A dále: „K dostatečné prozkoumanosti můžeme dospět pak jen v rámci inženýrskogeologického sledování během vlastní ražby“. [14] Je tedy zřejmé, že podmínky pro dostatečnou prozkoumanost nebudou splněny a odpovídajícím součinitelem pro tuto diplomovou studii je součinitel κ_1 .

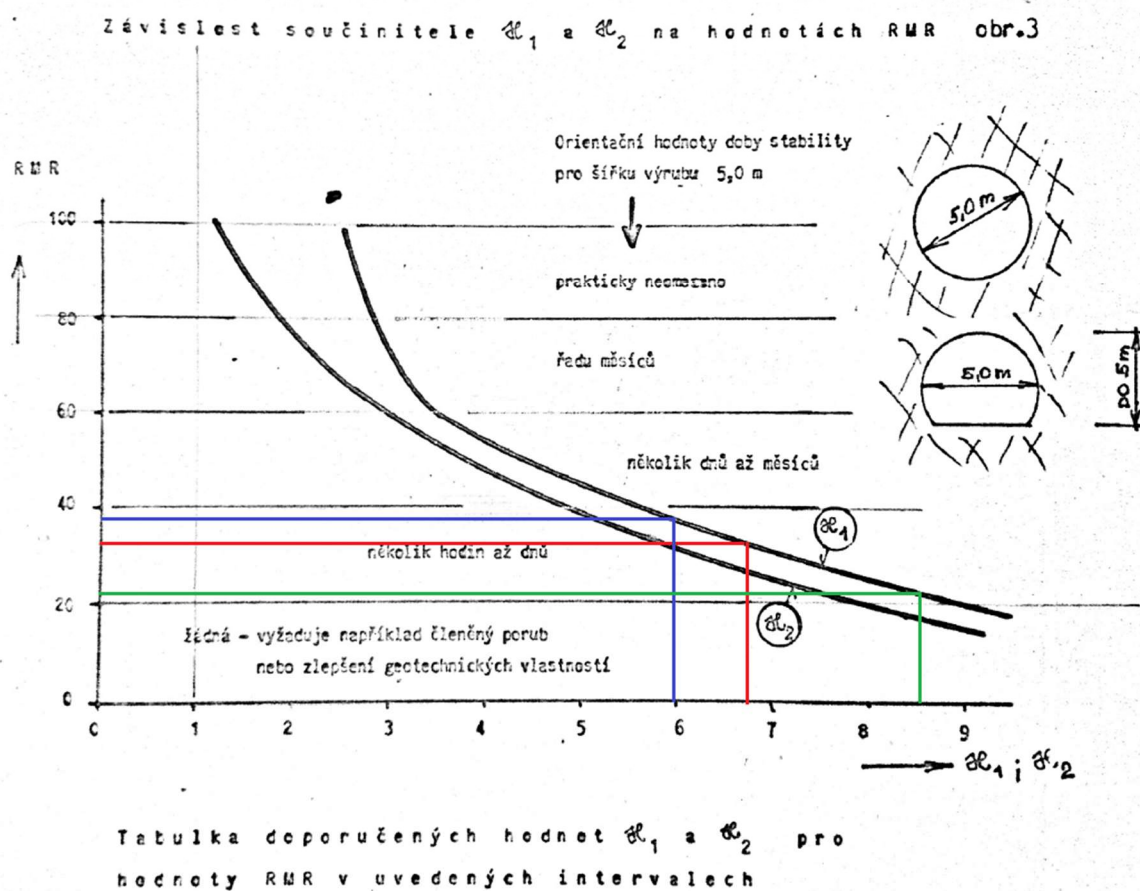
Hodnota součinitele κ_1 se dále určí z grafu (*obrázek 10*) v závislosti na bodovém ohodnocení RMR podle tunelářské klasifikace Bieniawského. Body RMR se nejprve sčítají v rámci tabulky na *obrázku 8*. Od této sumy se následně část bodů odečte podle orientace trhlin v horninovém masivu vůči směru ražby viz *obrázek 9*.

Klasifikační parametry a jejich ohodnocení

parametr		rozsah hodnot					
1	kvalita horniny	pevnost v tahu	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	rozhoduje výsledek prodeje pevnosti v tlaku
	ohodnocení	pevnost v tlaku *	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	
2	index kvality horniny RQD		90 - 100 %	75 - 90 %	50 - 75 %	25 - 50 %	< 25 %
	ohodnocení (body)		20	17	13	8	
3	vliv vzdálenosti (rozteče) puklin		> 2 m	0,6 - 2,0 m	0,2 - 0,6 m	60 - 200 mm	< 60 mm
	ohodnocení (body)		20	15	10	8	
4	vliv charakteru ploch nespojitosti (puklin)	veliká hrubá povrch ploch nespojitosti, nepřehledné pukliny, zdravá hornina	mírně drsný povrch ploch nespojitosti, rozvětvení puklin < 1 mm, mírně alterované puklinové plochy	mírně drsný povrch ploch nespojitosti, rozvětvení puklin < 1 mm, silně alterované puklinové plochy	puklinové plochy mají oblasti, nebo jsou s jílovým povlakem, popř. jílovou výplní < 5 mm nebo jsou pukliny rozvětvené < 5 mm, průběžné	plochy nespojitosti s málkou jílovou výplní nebo jsou rozvětvené > 5 mm, průběžné	
	ohodnocení (body)	30	25	20	10	0	
5	vliv podzemní vody	přítok v 10 m úseku tunelu	žádný	< 10 l/min	10 - 25 l/min	25 - 125 l/min	> 125 l/min
		ponor : tlak vody v puklině - hlavní napětí in situ	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5
		celkový stav	úplně suchý	vlhký	občasný přítok, mokřý úsek	voda pod mírným tlakem	vážné problémy s prodloužením vody
		ohodnocení	15	10	7	4	0

*) jedná se o pevnost v jednoosém tlaku, která se stanoví zkoušením normových tělísek v lisu nebo pomocí Schmidtova kladiva typu "L" podle zásad ISRI.

Obrázek 8: Klasifikační parametry RMR a jejich ohodnocení. [14]



Obrázek 10: Závislost součinitele α na hodnotách RMR. [14]

Bodové ohodnocení jednotlivých geologických vrstev a odvozené součinitele α_1 jsou přehledně zapsány v *tabulce 7*.

Tabulka 7: Bodové ohodnocení jednotlivých variant a odpovídající hodnota součinitele α_1 .

RMR	Bodové ohodnocení		
	Varianta 1	Varianta 2	Varianta 3
Pevnost v tlaku, popřípadě v tahu	0	0	4
Index kvality horniny RQD	3	3	3
Interval puklin	20	20	8
Charakter ploch nespojitosti	0	0	10
Zvodnění výrubu	15	10	7
Orientace puklin vzhledem ke směru ražby	-	-	- 10
Výsledná hodnota RMR	38	33	22
Odpovídající hodnota koeficientu α_1	5,95	6,75	8,53

Zatížení

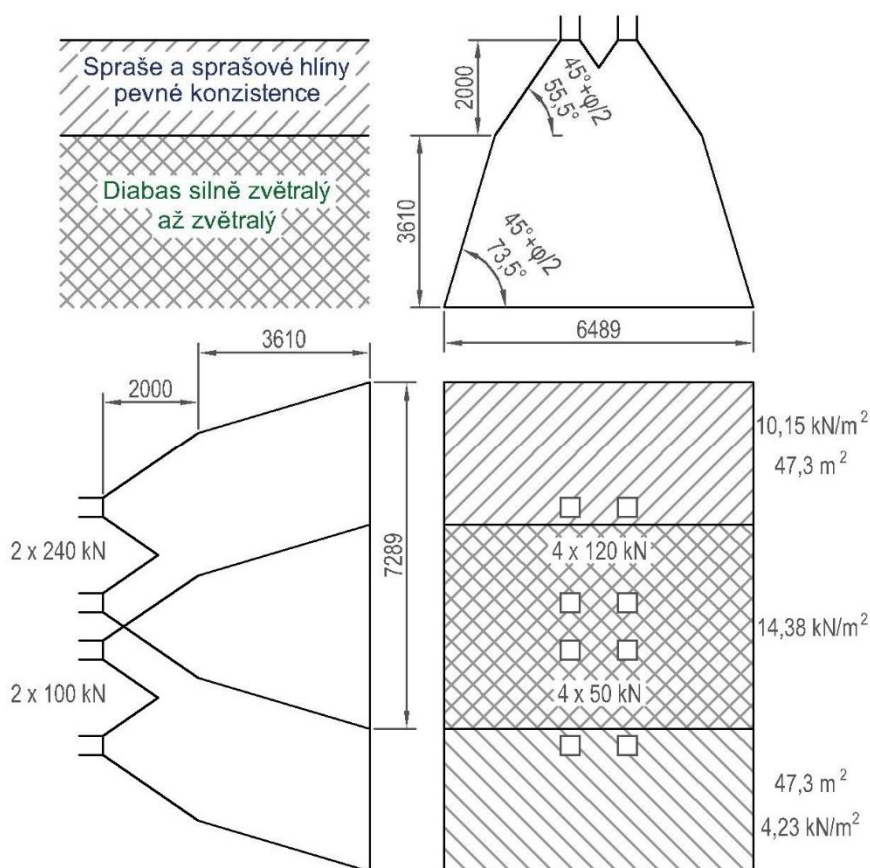
Charakteristické hodnoty zatěžovacího modelu 1 (LM1) a hodnoty regulačních součinitelů α odpovídající této diplomové práci byly vypsány v *tabulkách 4 a 5* v kapitole 2.4. tohoto textu. V následující *tabulce 8* už proto budou uvedeny pouze ve svých konečných hodnotách.

Tabulka 8: Hodnoty zatížení pro výpočet.

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	$\alpha_{Qi}Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{qi}q_{ik}$ [kN/m ²]
Pruh č.1	240	4,5
Pruh č.2	100	2,5

Jak již bylo zdůvodněno dříve: hodnoty zatížení nebudou upravovány žádnými dalšími koeficienty. Bezpečnost je při této metodě výpočtu zaváděna jinak.

Z nápravových sil soustavy TS je dále třeba určit hodnoty přírůstku zemních tlaků q_{LM1-TS} , jak bylo popsáno v kapitole 3.2.1. Postup zjištění těchto hodnot je zřejmý z *obrázku 11*, kde je vykresleno schéma pro geologii **varianty 1**. Princip určení těchto hodnot pro další dvě varianty je stejný.



Obrázek 11: Princip určení přírůstku zemního tlaku od soustavy TS.

Přírůstek zemních tlaků $q_{LM1-UDL}$ od sestavy UDL je určen jako průměrná hodnota rovnoměrných zatížení $\alpha_{qi}q_{ik}$ z jednotlivých zatěžovacích pruhů. Vzhledem k rozměrům modelu, plochám, na kterých UDL působí, malým rozdílům v zatížení a také poměrně malému vlivu této hodnoty na výsledky výpočtu, se tento postup jeví jako adekvátní.

Hodnoty q_{LM1-TS} a $q_{LM1-UDL}$ pro jednotlivé varianty jsou uvedeny v *tabulce 9*.

Tabulka 9: Hodnoty přírůstků q_{LM1} .

Geologická vrstva	q_{LM1-TS} [kN/m ²]	$q_{LM1-UDL}$ [kN/m ²]
Varianta 1 (diabas)	14,38	3,5
Varianta 2 (pevná spraš)	11,64	3,5
Varianta 3 (měkká spraš)	10,43	3,5

Výpočet

Destabilizační síla W

$$W = \sigma_{x,Q} \times A \quad (2)$$

$$\sigma_{x,Q} = \sigma_{z,Q} \times K_0 \quad (3)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (4)$$

$$\sigma_{z,Q} = \gamma \times h + q_{LM1-UDL} + q_{LM1-TS} \quad (9)$$

Tabulka 10: Vypočítané hodnoty destabilizační síly W .

	Hloubka h [m]	q_{LM1-TS} [kN/m ²]	$q_{LM1-UDL}$ [kN/m ²]	$\sigma_{z,Q}$ [kPa]	K_0	$\sigma_{x,Q}$ [kPa]	W [kN]
Varianta 1	5,61	14,38	3,5	160,77	0,370	59,46	461,00
Varianta 2	4,11	11,64	3,5	97,34	0,667	64,89	503,12
Varianta 3	4,11	10,43	3,5	100,24	0,724	72,59	562,77

Stabilizační síla P

$$P = \tau_{max} \times o \times d \quad (5)$$

$$\tau_{max} = \sigma_n \times tg\varphi + c \quad (7)$$

$$\sigma_n = \gamma \times h + q_{LM1-UDL} \quad (8)$$

Tabulka 11: Hodnoty členů výpočtu stabilizační síly P .

	Hloubka h [m]	$q_{LM1-UDL}$ [kN/m ²]	σ_n [kPa]	τ_{max} [kPa]
Varianta 1	5,61	3,5	146,39	655,41
Varianta 2	4,11	3,5	85,70	62,90
Varianta 3	4,11	3,5	89,81	35,46

Hodnota stabilizační síly P je závislá na délce celíku. Její hodnotu tedy zvolíme shodnou s destabilizační silou W a rovnicí pro výpočet využijeme k určení hledané délky d .

$$W = P \quad (10)$$

$$d = \frac{W}{\tau_{max} \times o} \quad (13)$$

Výsledky

Podle Šedivého nesmí být délka celíku menší než 0,6 maximálního světlého rozměru díla (šířky/výšky). Toto kritérium je zavedeno z důvodu porušení horniny během ražby (zejména trhacími pracemi).

V případě řešeného sekundárního kolektoru je největším světlým rozměrem výška raženého profilu – tzn. 3,22 m. Navržený celík tedy nesmí být kratší než 1,93 m. Tuto podmínku nespĺňuje hodnota vypočítaná pro variantu 1 geologického profilu, proto byla upravena.

Výsledné hodnoty jsou v tabulce 12.

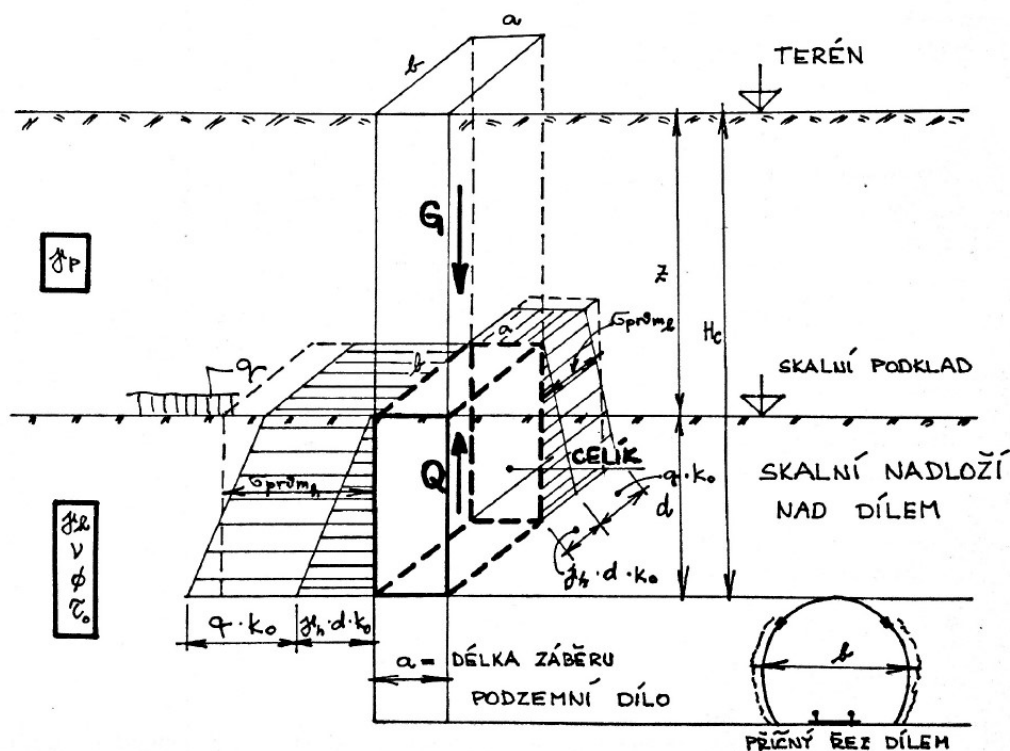
Tabulka 12: Délky celíků navržené postupem podle Šedivého.

	Varianta 1 (diabas)	Varianta 2 (pevná spraš)	Varianta 3 (měkká spraš)
Délka celíku d [m]	$(0,57 < 1,93)$ \Rightarrow návrh d = 1,95	4,49	10,12

3.2.2. Přibližné určení doby stability nadloží

Tento výpočet je zde zařazen jen pro doplnění. Je součástí posouzení čelby podle Šedivého a princip je podobný, jako při předchozím výpočtu.

V podstatě se jedná o výpočet svislého celíku, který je uvažován nad plochou nepodepřeného výrubu, jak je zobrazeno na obrázku 12.



Obrázek 12: Princip posouzení stability nadloží. [14]

Postup výpočtu

Nejprve je třeba na základě geometrie podzemní stavby a postupu ražby určit tvar a rozměry elementu, který má vzdorovat zatlačení do výrubu. Uvažované rozměry v případě této diplomové práce podle *obrázku 12* jsou: délka záběru a , mocnost únosného nadloží d a největší světlá šířka ražené podzemní stavby b . Na základě těchto rozměrů je určen objem tělesa V . Dále je určena jeho tíha G . Součet zatížení působícího na povrchu elementu a tíhy elementu tvoří destabilizační sílu W .

$$V = a \times d \times b \quad (14)$$

$$G = V \times \gamma \quad (15)$$

$$W = G + q \quad (16)$$

Stabilizační síla Q je stejně jako při výpočtu délky celíku dána třením na plášti elementu. Na rozdíl od zmíněného výpočtu ovšem v tomto případě rozměry elementu známe. Ze stejných rozměrů jako objem je tedy určena plocha tření A na plášti tělesa.

$$Q = \tau_{\max} \times A \quad (17)$$

$$A = (2ad) + (2bd) \quad (18)$$

Velikost maximálního smykového odporu, který se rovná maximální smykové pevnosti je určena následovně:

$$\tau_{\max} = \sigma_{x, \text{těžiště}} \times \tan \varphi + c \quad (14)$$

$$\sigma_{x, \text{těžiště}} = \sigma_{z, \text{těžiště}} \times K_0 \quad (15)$$

Kde $\sigma_{z, \text{těžiště}}$ je svislé normálové napětí v úrovni těžiště vzdorujícího elementu od vlastní tíhy zeminy a přitížení na povrchu. K_0 je součinitel zemního tlaku v klidu určen podle *vzorce (4)*.

Poměrem síly vzdorující Q a síly destabilizační W pak získáme stupeň stability m .

$$m = \frac{Q}{W} \quad (16)$$

Výsledná míra rizika je konečně určena z grafu a závisí právě na stupni stability m a hodnotě RMR podle tunelářské klasifikace Bieniawského.

Vstupní parametry výpočtu

Parametry konstrukce

Tabulka 13: Údaje důležité pro výpočet.

	Délka záběru [m]	Výška elementu [m]	Šířka kolektoru [m]	Úroveň těžiště elementu [m]
Varianta 1 (diabas)	1,0	2,00	2,64	3,00
Varianta 2 (pevná spraš)	0,5	2,50	2,64	1,25
Varianta 3 (měkká spraš)	1,0	2,50	2,64	1,25

Parametry zemin

Základní parametry zemin se opět nijak neupravují a zůstávají v původních hodnotách viz *tabulka 1* nebo *tabulka 6*. Hodnoty RMR pro jednotlivé vrstvy byly už stanoveny v předchozím výpočtu viz *tabulka 7*.

Zatížení

Při malé výšce nadloží, kterou uvažujeme v modelovaných situacích nelze připustit pohyb vozidel přímo nad nepodepřeným výrubem. Ve výpočtu tedy neuvažujeme sestavu TS. Na povrchu je uvažován pouze přírůstek $q_{LM1-UDL} = 3,5 \text{ kN/m}^2$ od sestavy UDL.

Výpočet

Tabulka 14: Výpočet míry stability nadloží.

	Délka záběru [m]	Objem V [m ³]	Tíha G [kN]	Plocha pláště [m ²]	σ_z v těžišti [kPa]	K_0	σ_x v těžišti [kPa]	τ_{\max} [kPa]	Síla Q [kN]	Poměr sil m
Var. 1	1,0	10,56	268	14,56	73,00	0,37	27,00	456,8	6652	24,8
Var. 2	1,0	6,60	144	18,20	29,50	0,67	19,67	37,2	677	4,7
Var. 3	0,5	3,30	75	15,70	30,75	0,72	22,27	14,6	229	3,0

Výsledky

Podle stupně stability m a bodového ohodnocení RMR byla pro jednotlivé varianty geologických vrstev určena míra rizika a doba stability výrubu:

- **Varianta 1** a **varianta 2** je podle grafu bez rizika. Stabilita výrubu je v tomto případě v řádech roků.
- Pro **variantu 3** však i při zkrácení délky záběru na 0,5 m byla podle grafu určena míra rizika jako vysoká, kdy se doba stability výrubu pohybuje maximálně v hodinách.

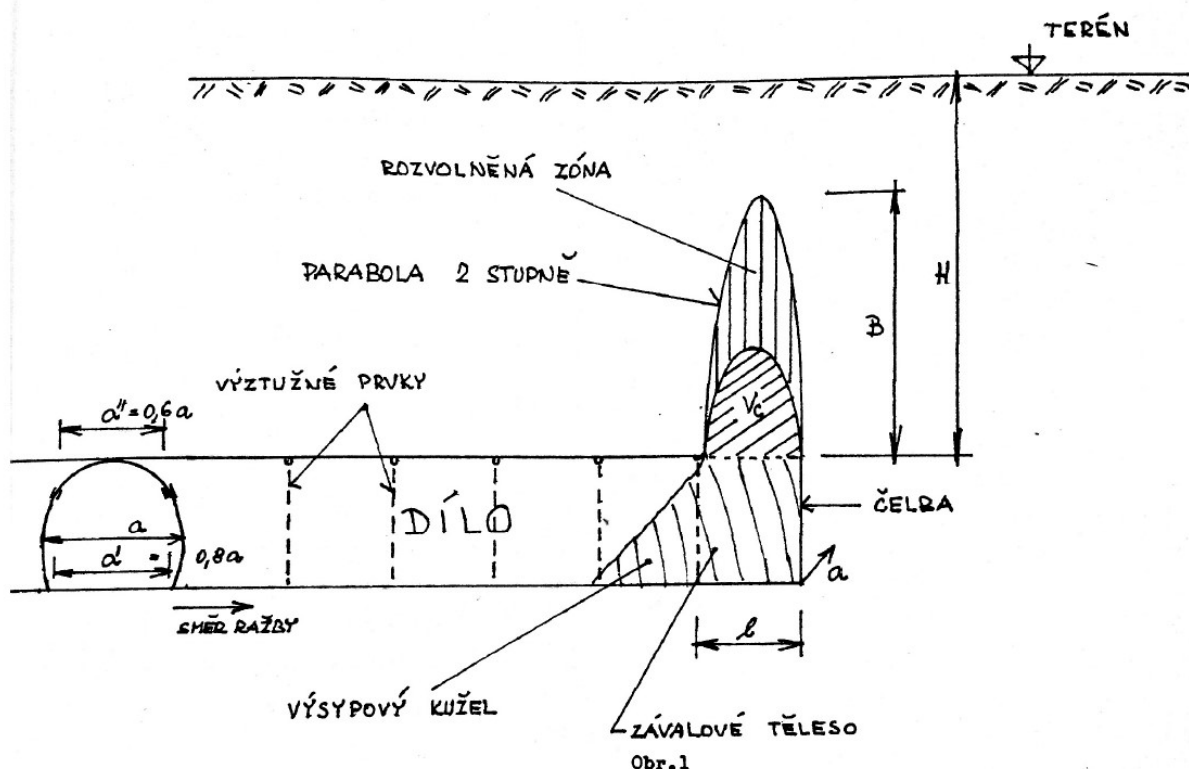
3.2.3. Dosah závalu

Přesněji stanovení dosahu rozvolněné zóny v nadloží podzemního díla, jak je zobrazeno na *obrázku 13*. Cílem výpočtu je stanovení délky B .

Postup je založen na etapách propagace závalu. V první fázi předpokládáme, že nad nepodepřenou částí výrubu se vytvoří rozvolněná zóna ve tvaru paraboly a objem zeminy z této zóny vyplní volný objem výrubu. Přitom dojde k nakypření horniny.

V další fázi se nad první rozvolněnou zónou vytvoří zóna druhá a objem horniny z této zóny vyplní volný prostor po první zóně. Opět dojde k nakypření horniny. Tímto způsobem zával postupuje směrem k povrchu terénu, přičemž vlivem nakypření horniny se s každou další etapou zmenšuje volný objem.

O tom, zda rozvolněná zóna dosáhne až k povrchu terénu tedy rozhoduje mocnost nadloží a také koeficient okamžitého nakypření horniny k_n .



- Obr.1
- a je šířka výrubu (maximální)
 - l je délka záběru (nepodepřeného úseku)
 - H je mocnost nadloží
 - B je dosah rozvolněné zóny
 - a' je efektivní šířka výrubu
 - a'' je šířka díla v přístropí, ve kterém se předpokládá porušení

Obrázek 13: Schéma postupné propagace závalu. [14]

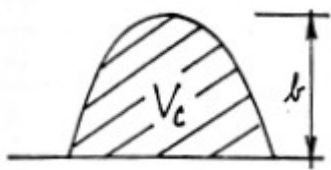
Postup výpočtu

Vzhledem k hlavnímu tématu této diplomové práce zde nebude výpočet dosahu závalu rozebrán podrobně. Postup se různě komplikuje v případech, kdy je horninové prostředí tvořeno větším množstvím vrstev. Je přitom ovlivněn nejen skladbou, ale i pořadím těchto vrstev, výskytem podzemní vody, způsobem ražby a pod.

Zjednodušený postup výpočtu lze popsat následujícími vztahy:

$$V = \frac{V_c \times \left[\frac{1}{k_n}^{n+1} - 1 \right]}{\frac{1}{k_n} - 1} \quad (17)$$

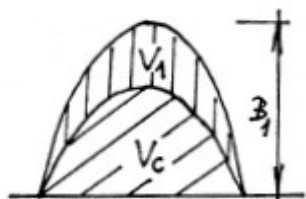
Kde V je celkový objem rozvolněné zóny, V_c je objem, který může vyplnit hornina v nakypřeném stavu po uvolnění z přístropí, exponent n odpovídá počtu dílčích objemů V_i podle obrázku 14 strana 25 a k_n je koeficient okamžitého nakypření.



Konečný dosah závalu lze určit vztahem:

$$B = \frac{V}{0,67 \times l \times a} \quad (18)$$

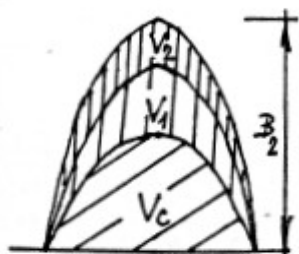
Kde B je konečný dosah závalu, l je délka záběru nebo délka poruchové zóny ve směru ražby (v případě že uvažujeme i porušení čelby, tj. častější případ), a je efektivní šířka výrubu.



Počet dílčích objemů n je neznámý. Ve většině případů ovšem podle Šedivého postačí uvažovat $n = 15$.

Aplikace výpočtu

V případech modelovaných v rámci této diplomové studie je mocnost nadloží malá v porovnání s rozměry uvažované podzemní stavby.

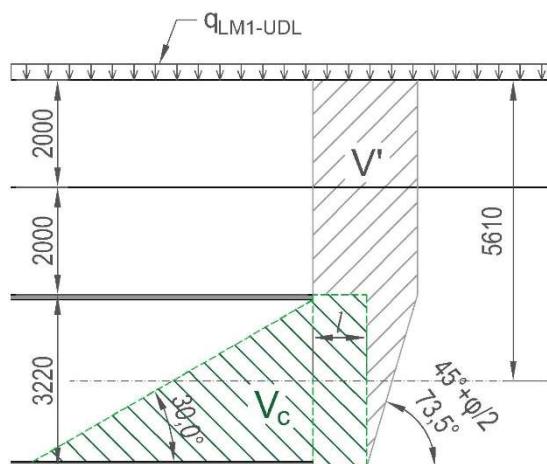


Vypočítáme-li objem V_c , který může nakypřená hornina vyplnit u čelby kolektoru a ten porovnáme s objemem V' , jak je zobrazeno na *obrázku 15*, zjistíme, že celý objem zeminy v nadloží není dostatečně velký k tomu, aby vyplnil volný objem výrubu. Tento výsledek platí pro všechny uvažované varianty podloží.

Obrázek 14: Tvar a dosah jednotlivých poruchových zón. [14]

Můžeme tedy konstatovat, že pokud by u modelovaných situací došlo k aktivaci závalu, je jisté, že porucha se projeví až na povrchu terénu, kde vznikne propadlina.

Jakým způsobem by porucha postupovala dále, ani jaký by byl případný sklon svahů propadliny už není dále určováno.



Obrázek 15: Schéma porovnávaných objemů.

3.3. Výpočet metodou konečných prvků

Jak již bylo zmíněno v úvodní kapitole diplomové práce, výpočet je proveden programem Plaxis 2D a omezeně i pomocí Plaxis 3D. Samotný princip metody konečných prvků není v rámci této diplomové práce rozebírán. Nejprve budou představeny vstupní parametry platné pro oba výpočetní programy. Později bude rozebrán výpočet v obou programech samostatně.

Délka celíku je stanovena na základě vzdálenosti soustředěného zatížení sestavy TS od modelované čelby. Kritická poloha tohoto zatížení pak byla určena na základě aktivovaného smykového napětí. Je použita hodnota relativního smykového tření. To je podíl aktivovaného smykového třetí k smykové pevnosti zeminy. Podmínkou porušení je vytvoření smykové plochy, kde platí $\tau_{rel} = 1$.

3.3.1. Vstupní parametry výpočtu

Pro zavedení bezpečnosti do výpočtu metodou konečných prvků je třeba vstupní parametry upravit. Tato úprava je provedena podle ČSN EN 1997–1. Zvolen byl návrhový přístup 2. Ten kombinuje soubory dílčích součinitelů podle klíče „A1“ + „M1“ + „R2“, kde A1 je soubor dílčích součinitelů pro zatížení nebo účinky zatížení, M1 je soubor součinitelů pro parametry zemin a R2 je soubor součinitelů únosnosti.

Parametry zemin

Ve smyslu ČSN EN 1997–1 jsou základní parametry uvedené v *tabulce 1* a *6* chápány jako hodnoty odvozené. Vzhledem k tomu, že byly dohodnuty s vedoucím práce pro účely této diplomové studie, nejsou tyto hodnoty dále ověřovány a jsou rovnou označeny za hodnoty charakteristické X_k .

Návrhové hodnoty X_d jsou dále určeny vzorcem:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (19)$$

Hodnoty součinitelů γ_m jsou uvedeny v *tabulce 15*, kdy pro tuto práci je rozhodující již zmíněný soubor součinitelů M1.

Tabulka 15: Dílčí součinitele parametrů základové půdy. [8]

Parametr zeminy	Značka	Soubor	
		M1	M2
úhel vnitřního tření*	γ_ϕ	1,00	1,25
efektivní soudržnost	γ_c	1,00	1,25
neodvodněná smyková pevnost	γ_{cu}	1,00	1,40
pevnost v prostém tlaku	γ_{qu}	1,00	1,40
objemová tíha	γ_γ	1,00	1,00
* použije se pro $\tan \phi$			

Jak je patrné z *tabulky 15*, všechny součinitele v souboru M1 mají hodnotu $\gamma_m = 1$. Návrhové parametry zemin tedy zůstávají stejné, jako hodnoty základní v *tabulce 1 a 6*.

Zatížení

V předchozích výpočtech byly pro účely studie uvažovány charakteristické hodnoty zatížení. Ty je zde potřeba upravit dílčími součiniteli γ_f pro zatížení nebo γ_e pro účinky zatížení, abychom získali hodnoty návrhové. Soubor dílčích součinitelů A1 platný pro situaci modelovanou v této diplomové práci je v *tabulce 16*.

Tabulka 16: Dílčí součinitele zatížení γ_f nebo účinků zatížení γ_e . [8]

Zatížení		Značka	Soubor	
			A1	A2
stálé	nepříznivé	γ_G	1,35	1,00
	příznivé		1,00	1,00
nahodilé	nepříznivé	γ_Q	1,50	1,30
	příznivé		0,00	0,00

Návrhové hodnoty jsou určeny podle vzorce:

$$X_d = \sum \gamma_{G,i} \times G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,1+j} \times \psi_{Q,1+j} \times Q_{k,1+j} \quad (20)$$

Vzhledem k tomu, že v modelové situaci neuvažujeme žádné stálé zatížení a dále pouze jednu variantu nahodilého zatížení LM1, můžeme vzorec upravit na:

$$Q_d = \gamma_Q \times Q_k \quad (21)$$

Při zpracování tohoto textu bylo výpočty ověřeno, že veškeré zatížení působí na model nepříznivě. Pro tuto práci je tedy platný pouze součinitel $\gamma_Q = 1,5$ ze souboru A1. Výsledné návrhové hodnoty zatížení jsou v *tabulce 17*.

Tabulka 17: Návrhové hodnoty zatížení.

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	$\alpha_{Qi} Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{qi} q_{ik}$ [kN/m ²]
Pruh č.1	$240 \times 1,5 = 360$	$4,5 \times 1,5 = 6,75$
Pruh č.2	$100 \times 1,5 = 150$	$2,5 \times 1,5 = 3,75$

Parametry pevnosti

Dílčí součinitele únosnosti γ_R jsou v *tabulce 18*.

Tabulka 18: Dílčí součinitele únosnosti. [8]

	Značka	Soubor		
		R1	R2	R3
únosnost	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,40	1,00
usmyknutí	$\gamma_{R,h}$	1,00	1,10	1,00

Součinitel γ_R bude do výpočtu zaveden tak, že vytvoření smykové plochy a ztrátu únosnosti nebudeme uvažovat při hodnotě relativního smykového tření $\tau_{rel} = 1$, ale jako kritická bude uvažována hodnota $\tau_{rel} = 1/\gamma_{R,v}$, tedy $\tau_{rel} = 1/1,4 = 0,714$.

3.3.2. Výpočet pomocí programu Plaxis 2D

Byla použita verze programu Plaxis 2015.02. Výpočetní model „plane strain“. Prvky modelu byly zvoleny trojúhelníkové, 15 bodové. Zadané parametry zemin jsou v *tabulce 19*.

Tabulka 19: Parametry zemin pro výpočet pomocí programu Plaxis 2D.

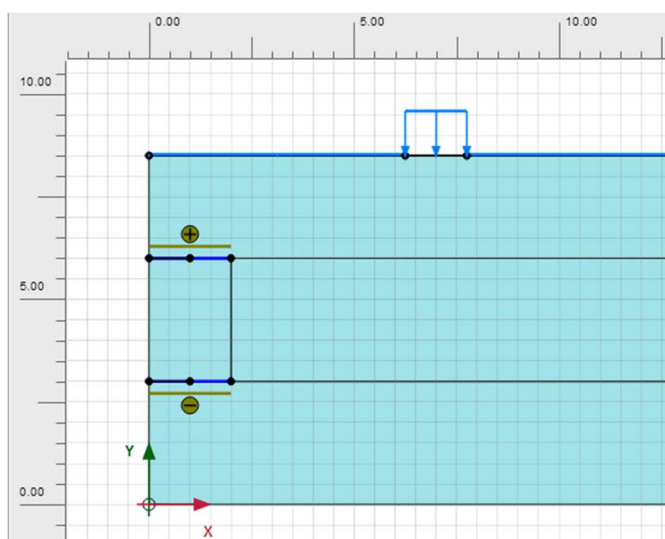
	Material model	Drainage type	γ_{unsat}	γ_{sat}	E	ν	c_{ef}	ϕ_{ef}	R_{inter}
Var. 1	M-C	Undrained (A)	28,5	29,5	4000	0,27	430	57	0,5
Var. 2	M-C	Undrained (A)	20,0	21,5	18	0,40	30	21	0,5
Var. 3	M-C	Undrained (A)	21,0	21,5	2	0,42	8	17	0,5

Kolektor byl modelován jako podélný řez ostěním. Oběma prvkům byly zadány stejné parametry uvedené v *tabulce 20*. Zadaná osová vzdálenost prvků je 3 m. Otázka věrohodnosti převedení prostorové konstrukce na rovinný model bude řešena v závěrečné kapitole.

Tabulka 20: Parametry ostění pro výpočet pomocí programu Plaxis 2D.

	Material type	Isotropic	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	ν
Ostění	Elastic	Ano	6000	20	5,0	0,2

Model konstrukce (zde pro podloží *varianty 2*) je na *obrázku 16*.



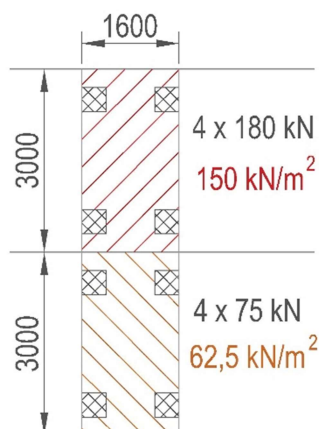
Obrázek 16: Model konstrukce v programu Plaxis 2D.

Pro všechny varianty je modelována část kolektoru běžné délky 2 m, kde první 1 m délky blíže k čelbě je zadán pouze prvkem „plate“, zbylá polovina prvku je doplněna funkcí „prescribed displacement“, pomocí které je této části prvku vnucena nulová deformace.

Zatížení je modelováno pomocí funkce „create line load“. Rovnoměrné zatížení od sestavy UDL působí na celém povrchu modelu, zatím co soustředěné zatížení od sestavy TS je umístěno tak, aby směrem k čelbě vznikla smyková plocha s hodnotou $\tau_{rel,d}$.

Prostorový model zatížení LM1 daný normou bylo také třeba upravit pro rovinný výpočet. Zatížení od sestavy UDL bylo zadáno jako průměrná hodnota ze dvou zatěžovacích pásů, tedy 5,25 kN/m. Vzhledem k převádění prostorové konstrukce na rovinnou úlohu se tento postup jeví jako přiměřený.

Komplikovanější je situace u soustavy TS, kde je jednak třeba převést prostorovou sestavu do 2D prostoru a navíc velké soustředěné zatížení umístěné na povrch terénu způsobuje vznik smykových ploch a kolaps modelu.



Obrázek 17: Převedení soustavy TS na plošné zatížení.

Způsob řešení prostorové otázky je popsán na *obrázku 17*. Soustředěné zatížení bylo nejprve převedeno na rovnoměrné plošné zatížení v rámci jednotlivých zatěžovacích pásů. Hodnota liniového zatížení délky 1,6 m pak byla opět stanovena průměrem na 106,25 kN/m.

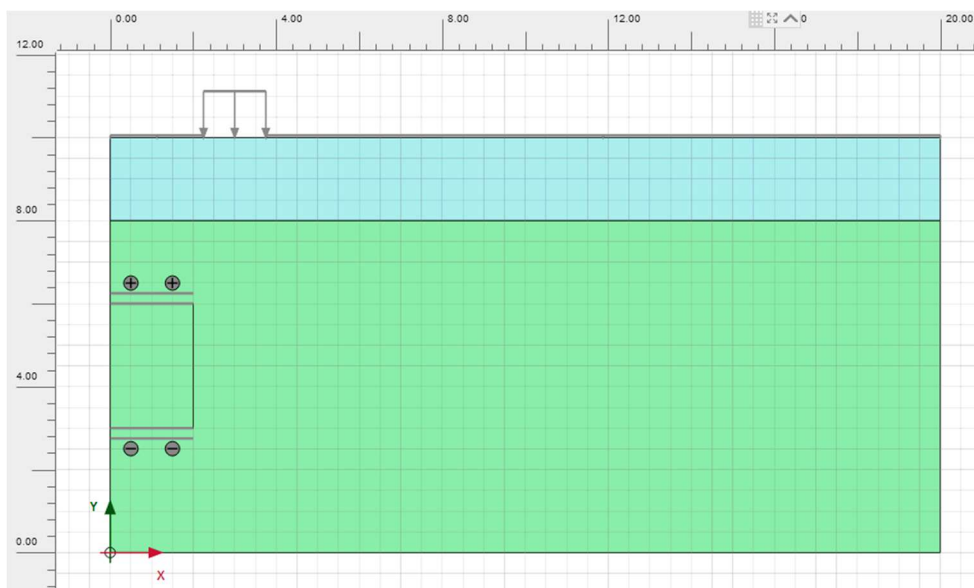
Zejména u geologie varianty 3 však i takto upravené zatížení činilo při výpočtu potíže. Jeho hodnota tedy byla snížena na mez, kdy zatížení již nezpůsobuje kolaps modelu a délka, na které zatížení působí byla přiměřeně zvětšena tak,

aby celkový účinek zůstal stejný jako u ostatních modelů.

Vlastní výpočet probíhá ve třech fázích:

Fáze 1 – „Initial phase“

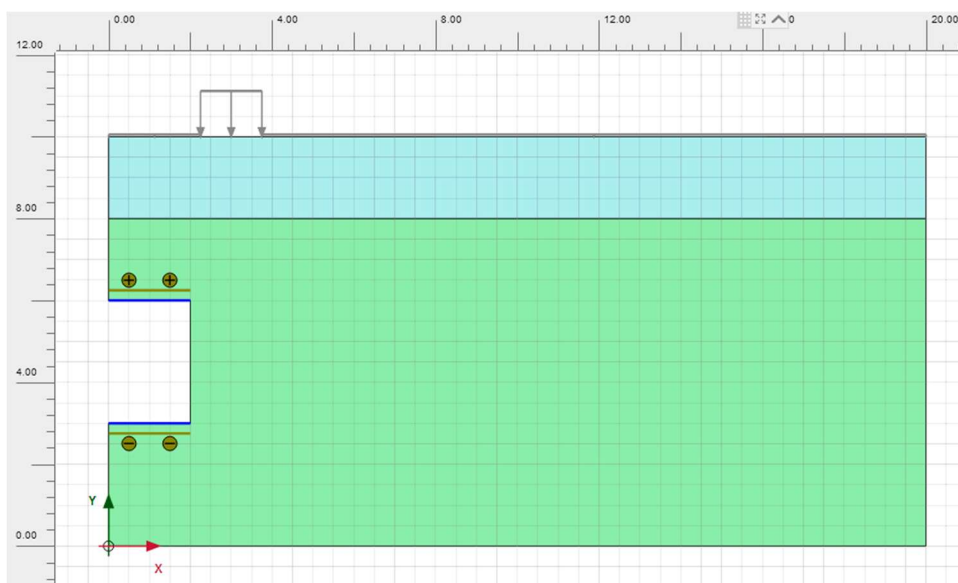
Přípravná fáze, kdy program spočítá počáteční stav modelu, jsou vygenerovány pórové tlaky a efektivní napětí. Nastavení modelu je na *obrázku 18*. Všechny horninové bloky jsou aktivní. Zatížení a prvky konstrukce aktivní nejsou.



Obrázek 18: Nastavení první fáze výpočtu v programu Plaxis 2D.

Fáze 2 – Realizace kolektoru

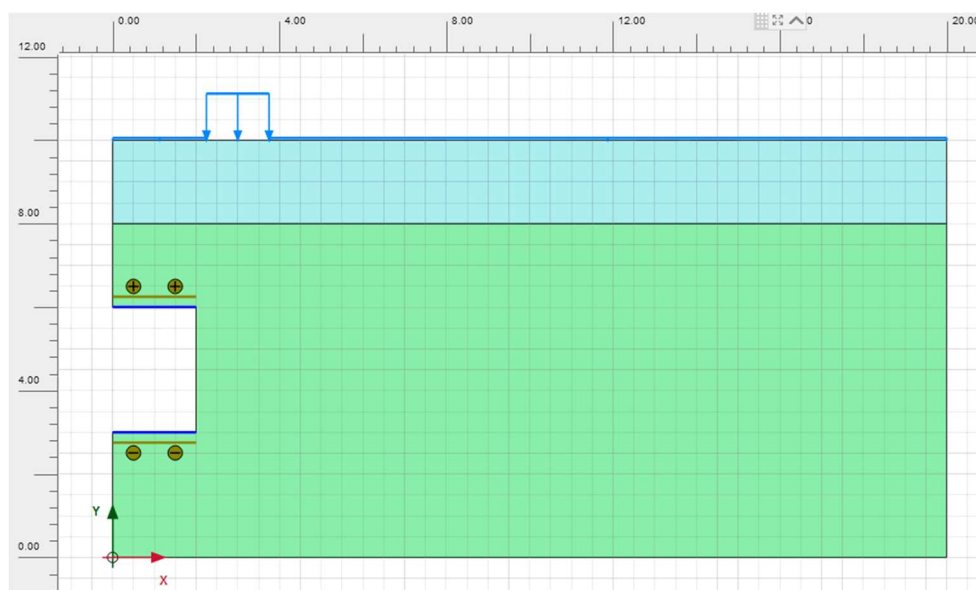
V této fázi je deaktivována zemina uvnitř kolektoru. Současně je aktivováno ostění včetně prvku rozhraní „interface“ a také nucené liniové posunutí, které je na části ostění zadáno hodnotou nula (viz obrázek 19).



Obrázek 19: Nastavení druhé fáze výpočtu v programu Plaxis 2D.

Fáze 3 – Zatížení

V této fázi jsou aktivována povrchová zatížení od sestavy UDL a TS (obrázek 20).



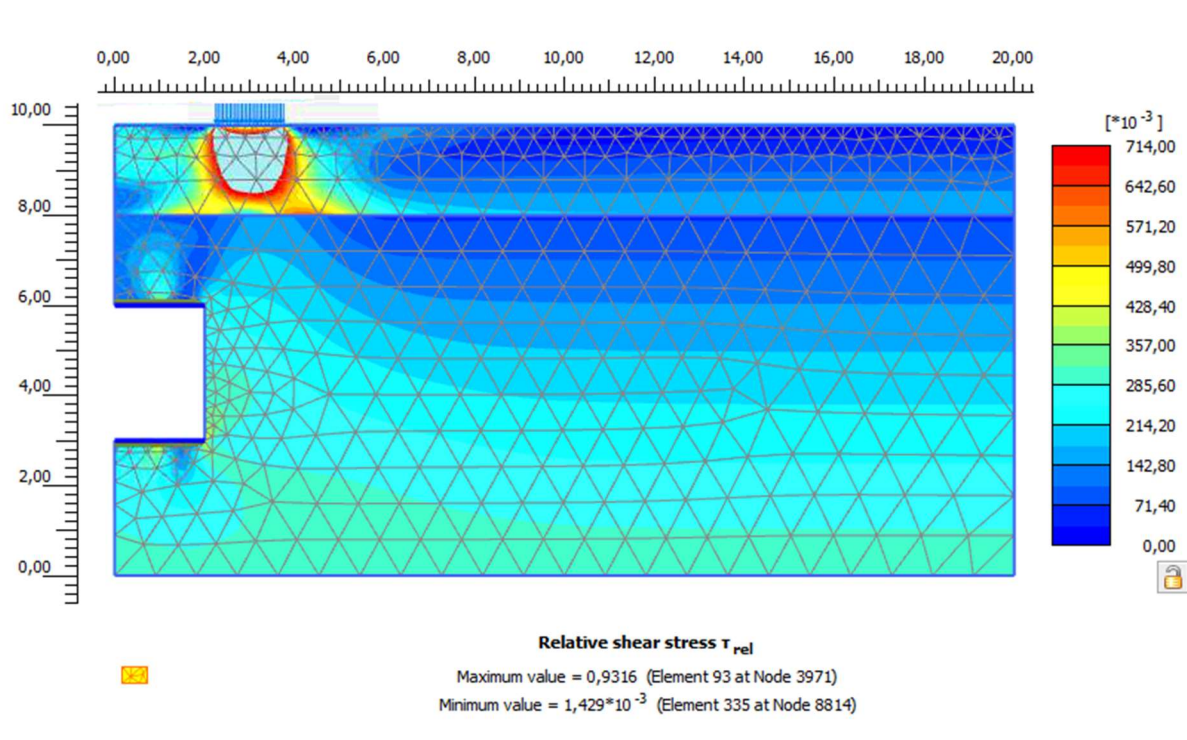
Obrázek 20: Nastavení poslední fáze výpočtu v programu Plaxis 2D.

Při zpracování této diplomové práce bylo ověřeno i opačné pořadí fází 2 a 3. Ovšem postup, kdy zatížení je aktivováno až po realizaci výrubu vykazuje nepříznivější účinky.

3.3.3. Výsledky výpočtu provedeného v programu Plaxis 2D

Výsledky pro podloží **varianty 1** (diabas)

Průběh relativního smykového napětí τ_{rel} je na *obrázku 21*. Povšimněte si, že v legendě na pravé straně obrázku je maximální hodnota nastavena na $\tau_{rel} = 0.714$, tedy na hodnotu určenou podle ČSN EN 1997-1.



Obrázek 21: Průběh relativního smykového napětí konečné fáze výpočtu pro geologii **varianty 1**.

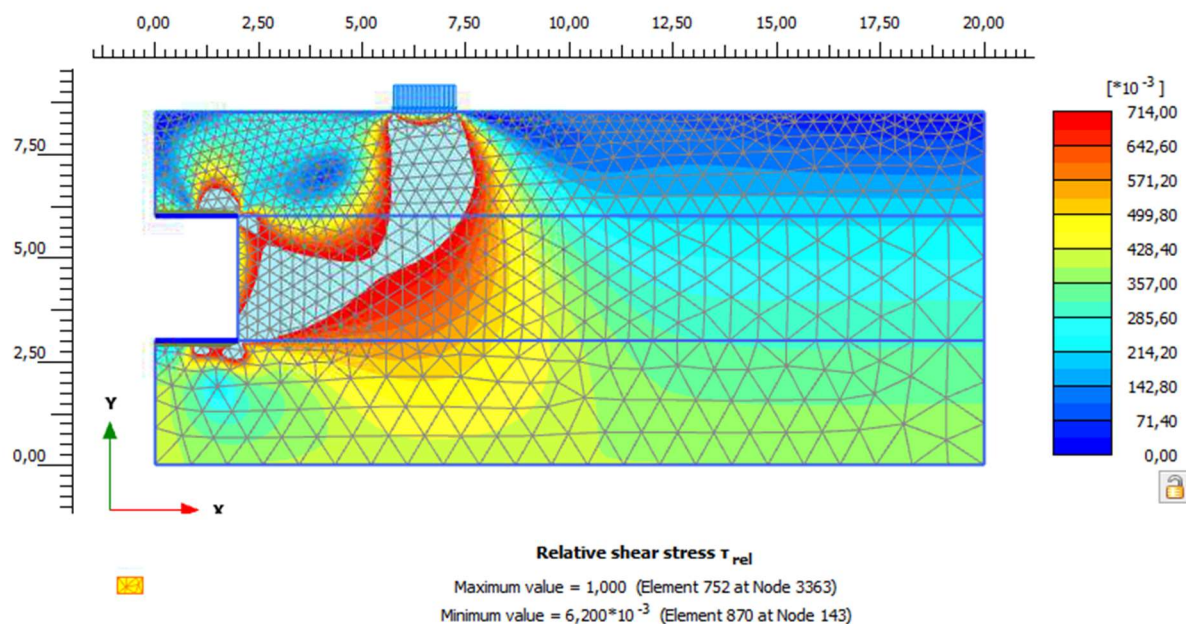
Z obrázku je zřejmé, že v horní vrstvě tvořené pevnou spraší a sprašovou zeminou dochází pod soustředěným zatížením téměř k překonání smykové pevnosti zeminy, vytvoření smykových ploch a ztrátě stability. Ve vrstvě dijabasu však k vytvoření smykové plochy poblíž čelby kolektoru nedochází. A to ani v případě, kdy je soustředěné zatížení umístěno v nejvíce nepříznivé poloze.

Výsledkem výpočtu zde tedy není konkrétní délka celíku. Můžeme pouze konstatovat, že pro danou geologii a model zatížení je ražba ve vrstvě dijabasu bezpečná.

Větší pozornost je zde třeba věnovat průběhu vrstev v nadloží než vzdálenosti zatížení od čelby. Při menší mocnosti diabasového nadloží a větším zastoupení spraše v nadloží kolektoru rapidně narůstá možnost kolapsu přístropí a zavalení výrubu ve směru svislém.

Výsledky pro podloží **varianty 2** (pevná spraš)

Průběh relativního smykového napětí τ_{rel} je na *obrázku 22*. V legendě byla jeho hodnota opět nastavena na 0,714.



Obrázek 22: Průběh relativního smykového napětí konečné fáze výpočtu pro geologii **varianty 2**.

Na rozdíl od první varianty podloží je v tomto případě jasně patrný průběh tvořící se smykové plochy od paty čelby směrem k soustředěnému zatížení sestavy TS. V objemu zeminy, který zdánlivě „chybí“ uvnitř porušené zóny, již byla limitní hodnota smykového napětí překonána.

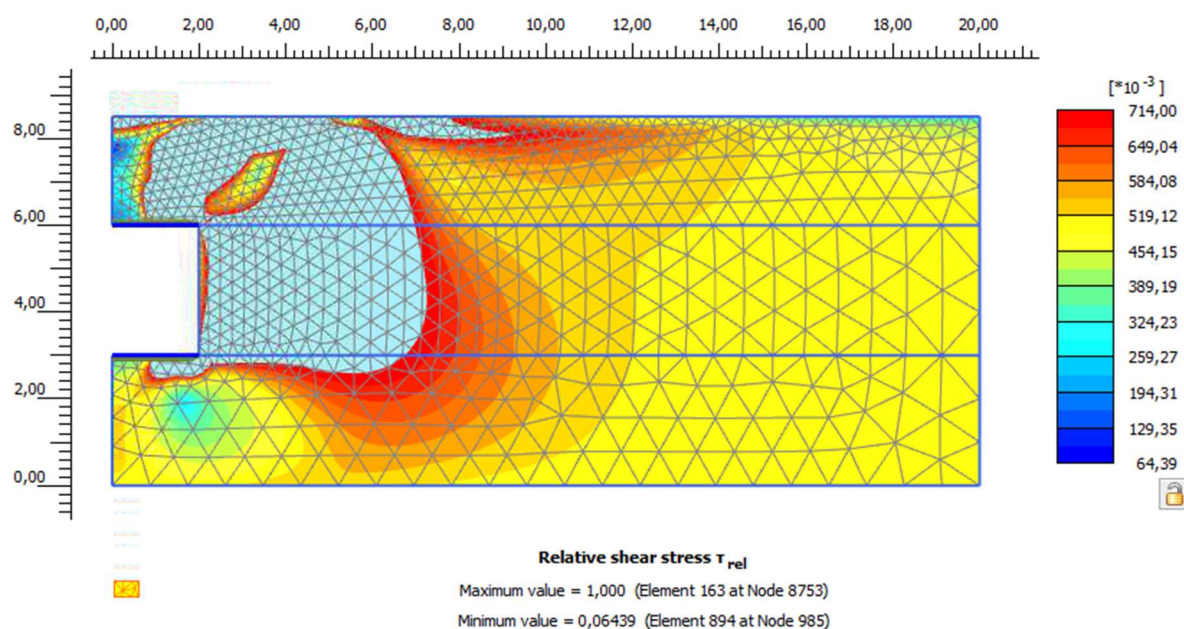
Určená délka celíku je zde 4,5 m, což je vodorovná vzdálenost od čelby ke středu zatížení.

Výsledky pro podloží **varianty 3** (měkká spraš)

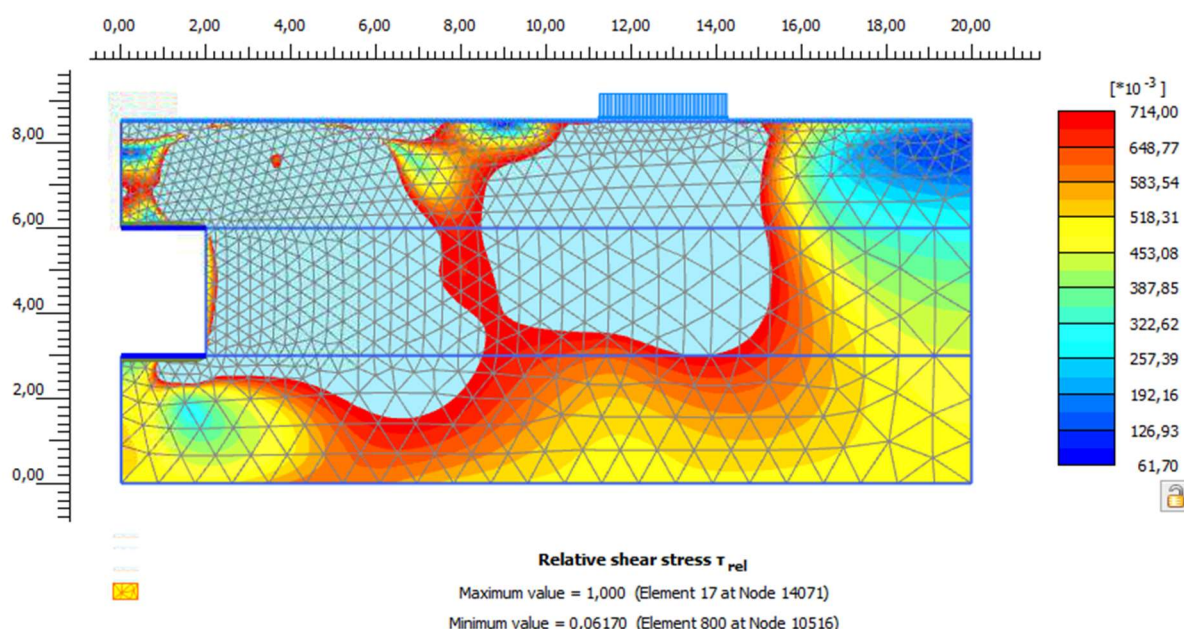
Na *obrázku 23* je průběh relativního smykového napětí pro druhou fázi výpočtu geologie **varianty 3**. Je z něj patrné, že již při realizaci výrubu je aktivována rozsáhlá poruchová zóna a překonána smyková pevnost. Tento stav nastává navzdory tomu, že výpočet zanedbává reálný průběh výstavby, když vytěžení zeminy a realizaci ostění provádí v jediné fázi výpočtu. Tento postup byl zvolen záměrně, vzhledem k cíli prováděné studie. Fakt, že konstrukce kolabuje i při podepřeném výrubu je však alarmující.

Určování délky celíku se zde jeví jako zcela zbytečné. Pro účely studie však byla provedena i poslední fáze výpočtu zobrazená na *obrázku 24*. Z obrázku je patrné, že zemina kolabuje pod zatížením nezávisle na vzdálenosti od čelby, a to i když byla zvětšena zatěžovací délka a úměrně snížena hodnota zatížení. Vzdálenost středu zatížení od čelby je zde 10,75 m. Při této vzdálenosti došlo k propojení obou poruchových oblastí.

Z obrázků je také patrné, že v tomto případě začínají výpočet ovlivňovat okrajové podmínky modelu. Při zpracování diplomové práce bylo parametricky ověřeno, že zvětšením modelu nedojde k znatelné změně ve výsledcích. Velikost modelu proto byla zachována stejná jako u zbylých geologických variant.



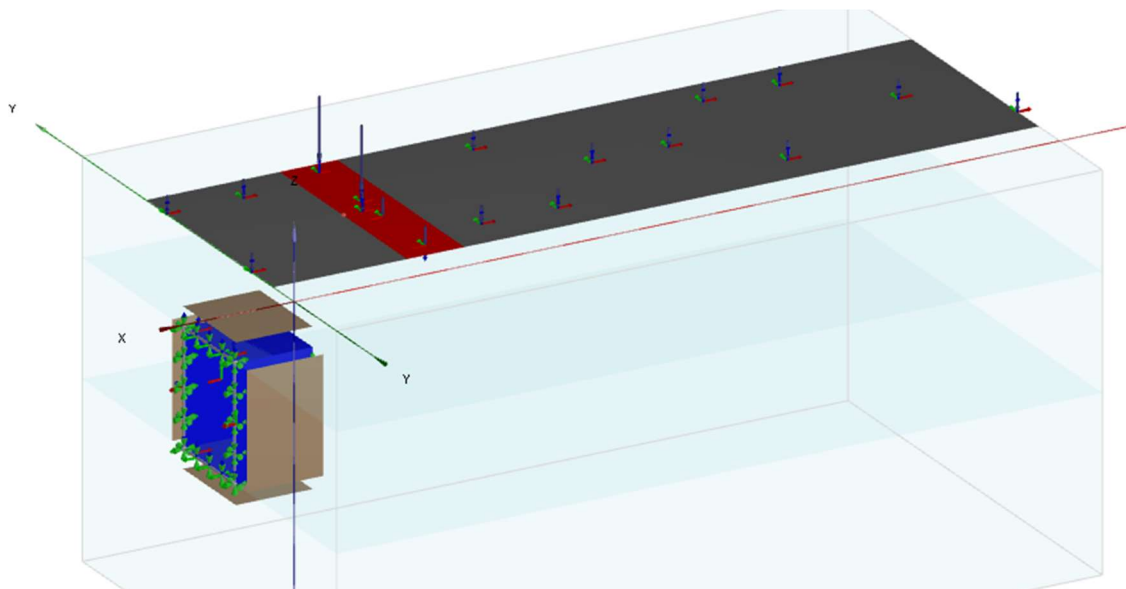
Obrázek 23: Průběh relativního smykového napětí druhé fáze výpočtu pro geologii *varianty 2*



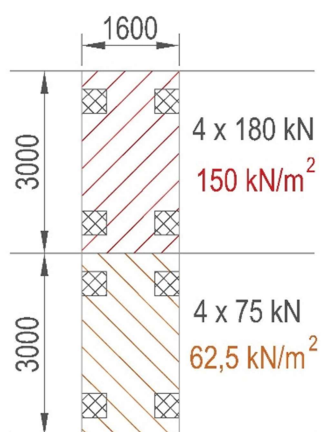
Obrázek 24: Průběh relativního smykového napětí poslední fáze výpočtu pro geologii *varianty 2*

3.3.4. Výpočet pomocí programu Plaxis 3D

Byl použit program Plaxis 3D Introductory verze 2013. Tato verze programu však umožňuje zařadit do modelu pouze jednu geologickou vrstvu. Nebylo tedy možné vytvořit 3D model pro geologii **varianty 1**. Vzhledem k současnému vývoji výpočetních programů a zároveň moderním požadavkům propagujícím prostorové výpočty stavebních konstrukcí, považuje autor této DP za vhodné uvést zde ilustrativní řešení alespoň pro geologii **varianty 2 a 3**.



Obrázek 25: Geometrie modelu pro výpočet v programu Plaxis 3D.



Obrázek 26: Převod soustavy TS na plošné zatížení.

Parametry zemin byly zadány stejné jako při výpočtu v programu Plaxis 2D (*tabulka 19*). Geometrie modelu je zobrazena na *obrázku 25*.

Červeně je zde zobrazeno působení sestavy TS, které bylo upraveno na rovnoměrné plošné zatížení. Postup úpravy i výsledné hodnoty zatížení jsou na *obrázku 26*. Sytě šedou barvou je poté pás rovnoměrného zatížení sestavy UDL, které má hodnotu $5,25 \text{ kN/m}^2$.

V modelu je vytvořena část kolektoru běžné délky 2 m (přibližně dvojnásobek standardního postupu ražby). Ostění bylo zadáno pomocí prvků „plate“ a opět muselo být upraveno kvůli omezením použité verze programu, která neumožňuje zadání klenutého přístropí. Parametry ostění jsou uvedeny v *tabulce 21*.

Tabulka 21: Parametry ostění pro výpočet pomocí programu Plaxis 3D.

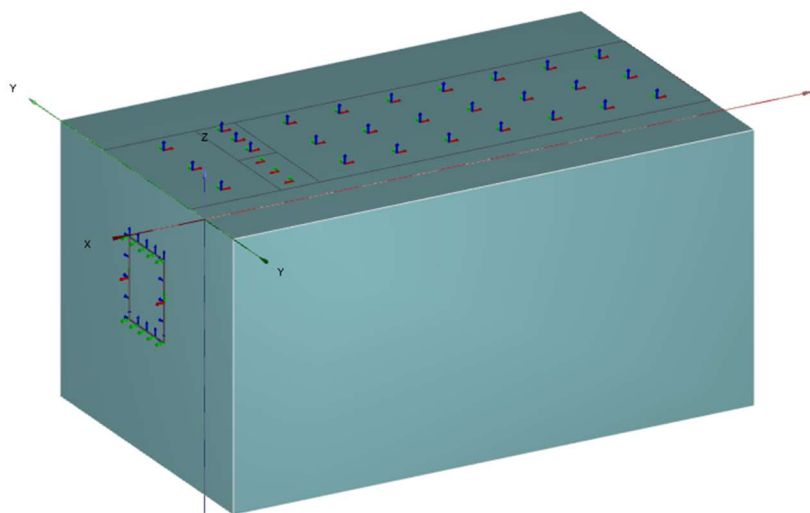
	Tloušťka d [m]	γ [kN/m ³]	Isotropic	E [kN/m ²]	ν	g [kN/m ²]
Ostění	0,2	25,0	ano	30 000	0,2	12,5

Prvky „plate“ byly poté doplněny o funkci „interface“ pro úpravu chování zeminy při kontaktu s konstrukcí. Hrany prvků „plate“ modelujících ostění byly u okraje modelu doplněny funkcí „line displacement“, pomocí které byly těmto hranám vnuceny nulové deformace.

Výpočet probíhal opět ve třech fázích:

Fáze 1 – „Initial phase“

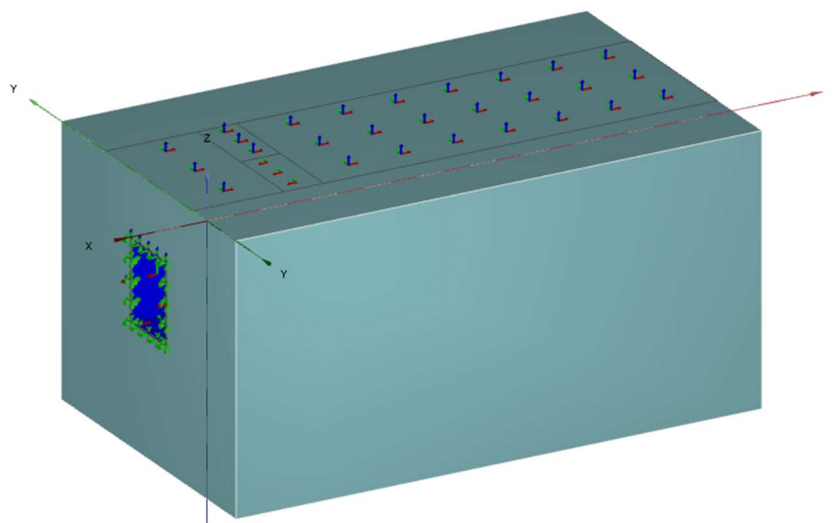
Přípravná fáze viz fáze 1 u 2D výpočtu. Náhled nastavení modelu pro tento krok je na *obrázku 27*.



Obrázek 27: Nastavení první fáze výpočtu v programu Plaxis 3D

Fáze 2 – Realizace kolektoru

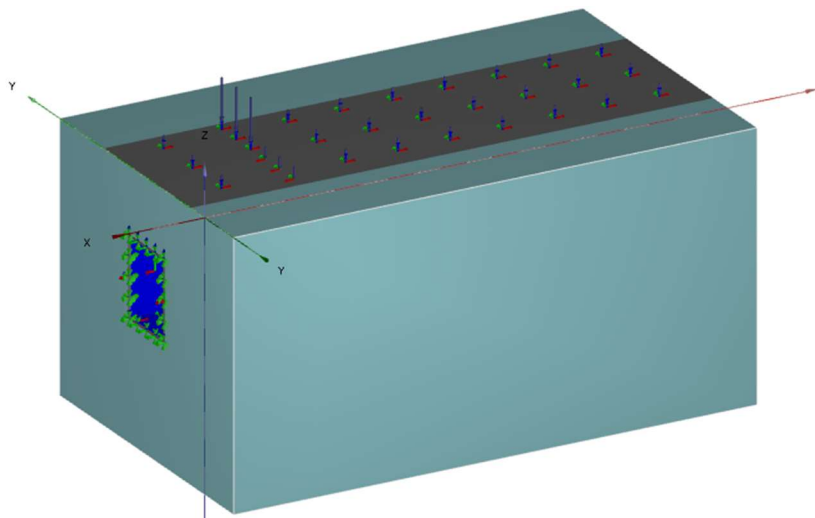
V tomto kroku je deaktivována zemina uvnitř kolektoru a zároveň aktivovány prvky „plate“ tvořící ostění, spolu s funkcí „interface“ a „line displacement“ (*obrázek 28*).



Obrázek 28: Nastavení druhé fáze výpočtu v programu Plaxis 3D.

Fáze 3 – Zatížení

Na povrchu modelu jsou aktivována zatížení sestavy UDL a TS (obrázek 29).

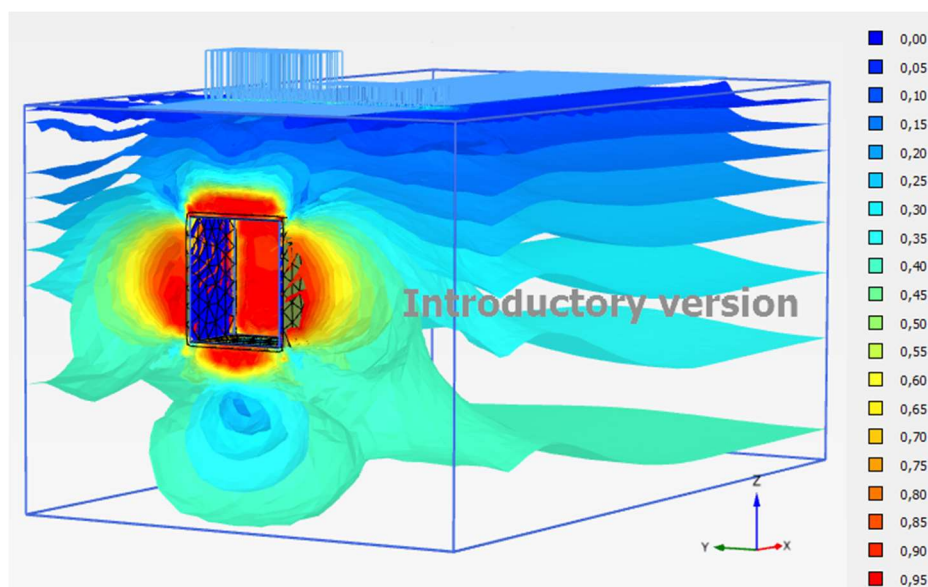


Obrázek 29: Nastavení poslední fáze výpočtu v programu Plaxis 3D.

3.3.5. Výsledky výpočtu provedeného v programu Plaxis 3D

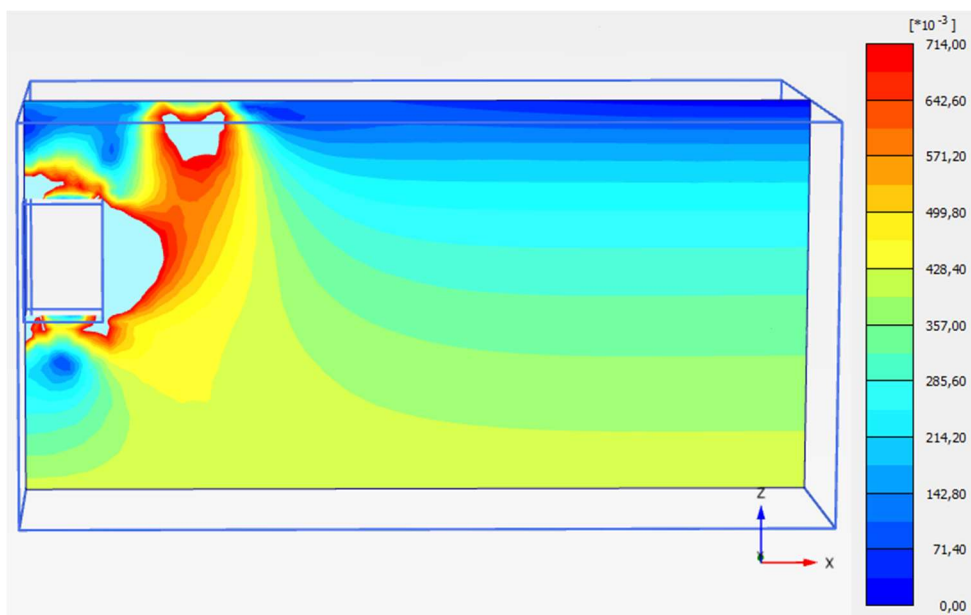
Výsledky pro podloží **varianty 2** (pevná spraš)

Prostorový průběh relativního smykového napětí τ_{rel} je na obrázku 30. Z něj je patrné, že modelování konstrukce pomocí deskových prvků ovlivňuje průběh napětí v příčném směru. Průběh napětí v okolí zaklenutého přístropí by byl jednoznačně odlišný.



Obrázek 30: Prostorový průběh relativního smykového napětí τ_{rel} pro podloží **varianty 2**.

Na obrázku 31 je podélný řez modelem s vykresleným průběhem τ_{rel} . Legenda byla opět nastavena na maximální hodnotu relativního smykového tření 0,714.

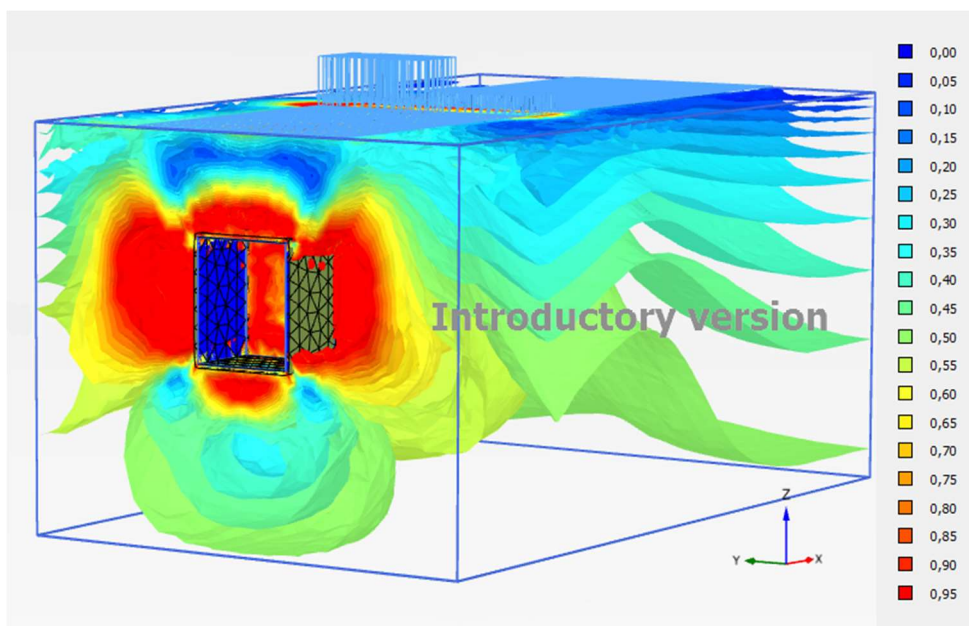


Obrázek 31: Podélný řez modelem s průběhem τ_{rel} pro podloží **varianty 2**.

Z obrázku 31 je zřejmé jak prvky „plate“ ovlivňují extrémní hodnoty smykového napětí v těsné blízkosti ostění. Hlavní dráhy smykového napětí však mají očekávaný průběh a lze je použít pro určení hledané hodnoty dosahu bezpečnostního celíku. V tomto případě byla délka celíku, tedy vodorovná vzdálenost od čelby ke středu zatížení určena na 2,25 m. Při dalším přiblížení zatížení již docházelo ke kolapsu výpočtu.

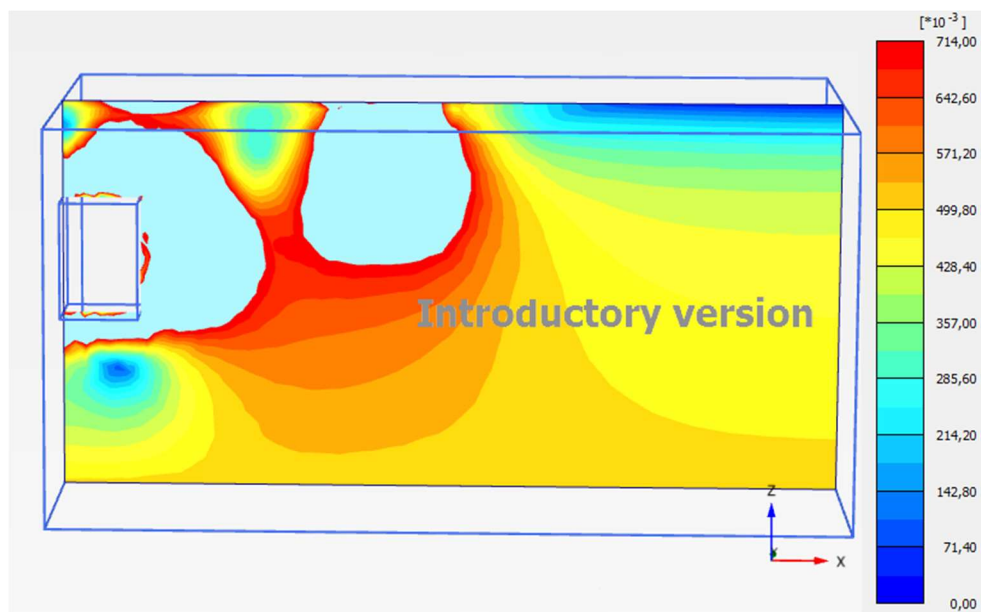
Výsledky pro podloží **varianty 3** (měkká spraš)

Z prostorového průběhu τ_{rel} (obrázek 32) je opět patrné ovlivnění výsledků v příčném směru. Tento efekt se však v podélném směru s narůstající vzdáleností od kolektoru rychle vytrácí.



Obrázek 32: Prostorový průběh relativního smykového napětí τ_{rel} pro podloží **varianty 3**.

Stejně jako při výpočtu pomocí programu Plaxis 2D, tak i v tomto případě ukazují výsledky vznik rozsáhlé poruchové zóny již při druhé fázi výpočtu. Opět můžeme konstatovat, že byla překonána návrhová smyková pevnost, a to navzdory podepření výrubu. Pro realizaci kolektoru v tomto prostředí je třeba přijmout patřičná opatření a upravit postup ražby. Délka celíku – určena v tomto případě na 6,3 m (viz *obrázek 33*) – slouží opět pouze pro účely studie.



Obrázek 33: Podélný řez modelem s průběhem τ_{rel} pro podloží *varianty 3*.

4. ZÁVĚR

4.1. Shrnutí výsledků

Výsledky jednotlivých výpočtů jsou přehledně zobrazeny v *tabulce 22*.

Tabulka 22: Délky bezpečných celíků stanovené různými postupy.

Metoda výpočtu	Délka celíku vypočítaná pro příslušnou variantu podloží [m]		
	Varianta 1 (diabas)	Varianta 2 (pevná spraš)	Varianta 3 (měkká spraš)
Analytický výpočet podle Šedivého	1,95	4,49	10,12
Výpočet MKP v programu Plaxis 2D	0,00	4,50	10,75
Výpočet MKP v programu Plaxis 3D	-	2,25	6,30

Navzdory zcela odlišnému přístupu u jednotlivých metod jsou výsledné hodnoty délky bezpečnostního celíku až překvapivě podobné. Zejména výsledky analytického výpočtu podle Šedivého a výsledky výpočtu metodou konečných prvků získané pomocí programu Plaxis 2D jsou prakticky shodné. U geologie **varianty 1** se výrazněji liší jen z toho důvodu, že Šedivý definuje minimální délku celíku v závislosti na rozměrech realizované konstrukce (vypočítaná délka 0,57 m, navržená délka 1,95 m), zatím co při výpočtu metodou konečných prvků žádné vodítko pro určení minimální délky celíku nemáme.

Výsledky získané z programu Plaxis 3D se již liší výrazněji. Možné důvody zkrácení nutných délek celíku oproti analytickému výpočtu a výpočtu v Plaxis 2D budou popsány v následující závěrečné kapitole. Vzhledem k omezením použité verze je nicméně třeba přikládat těmto hodnotám menší význam.

Délky bezpečnostních celíků navržené na základě této diplomové studie pro budování sekundárních městských kolektorů v typické geologii odpovídající Brnu jsou v *tabulce 23*.

Geologie	Doporučená délka bezpečnostního celíku
Varianta 1 (diabas)	2,0 m (dva standardní záběry à 1 m)
Varianta 2 (pevná spraš)	4,5 m
Varianta 3 (měkká spraš)	10,0 m – Nelze razit bez zajištění čelby!

Minimálně pro tyto vzdálenosti je třeba ověřit pomocí předvrtů (nebo jiných metod) vlastnosti horninové masy v předpolí. Je také třeba na povrchu terénu zabránit pohybu významných zatížení přesahujících účinky od sestavy UDL.

4.2. Zhodnocení metod použitých pro výpočet bezpečnostního celíku

Analytický výpočet podle Šedivého

Tato metoda je poměrně jednoduchá, rychlá a jejím výstupem je jednoznačně stanovená délka bezpečnostního celíku. Na druhou stranu je to postup založený výhradně na zkušenostech (Ing. Šedivého), kdy neznáme míru bezpečnosti stanovené délky. Na výsledky má také značný vliv provedení bodového hodnocení RMR, které je do jisté míry subjektivní a vyžaduje zkušenosti.

Pro zkušeného pracovníka může tento postup představovat velmi užitečný nástroj při návrhu podzemní stavby. Výsledek by však měl být vždy ověřen dalším výpočtem se zahrnutím bezpečnosti podle platných norem (například výpočtem MKP, jak je tomu v této diplomové studii).

Stanovení délky celíku výpočtem v programu Plaxis 2D

Výhodou tohoto postupu je, že v rámci jednoho výpočtu získáme komplexní soubor výsledků pro posouzení modelované konstrukce. Při určování délky bezpečnostního celíku tak můžeme ověřit, zda v konkrétní geologii nehrozí jiné a závažnější riziko, než je délka neporušené horninové zátky v předpolí.

Délku celíku však nikdy nestanovíme jako konkrétní hodnotu. Musíme ji určit zpracováním jiných výsledků, přičemž i výpočet sám osobě vyvolává jisté pochybnosti. Při převádění prostorové podzemní konstrukce na rovinný model je to totiž otázka úpravy zatížení a také otázka zavedení šířky budované podzemní stavby. Z popsanych důvodů by i tento postup měl být vždy doplněn jiným (např. analytickým – viz výše) výpočtem.

Stanovení délky celíku výpočtem v programu Plaxis 3D

Platí zde prakticky totéž jako při výpočtu v programu Plaxis 2D. Na rozdíl od něj zde však odpadají pochybnosti z převádění prostorové konstrukce na rovinný model. Navzdory všem omezením zde použité verze je prostorový výpočet chování celého systému patrně nejbližší realitě.

Tato skutečnost je patrná právě při porovnání výsledků 2D a 3D výpočtu, kdy délky bezpečnostního celíku stanovené z prostorového modelu jsou znatelně nižší. Z toho můžeme usuzovat, že parametry kolektoru (zejména výška profilu) a hodnoty zatížení byly při převedení na 2D výpočet patrně zvoleny tak, že zhoršují stabilitu modelu a přispívají tak k větší bezpečnosti. Lze usoudit, že výpočet pomocí programu Plaxis 3D tak může vést k ekonomičtěšímu návrhu.

U tohoto postupu však zůstávají jisté pochybnosti při určování délky bezpečnostního celíku nepřímo zpracováním jiných výsledků (relativního smykového napětí v hornině předpolí...). I zde je proto vhodné doplnit tento postup jiným typem výpočtu.

4.3. Závěrečné shrnutí

- Výpočet délky bezpečnostního celíku podle Šedivého lze velmi dobře aplikovat na podmínky budování sekundárních městských kolektorů v geologii typické pro brněnskou oblast.
- Délky bezpečnostních celíků byly stanoveny na základě numerického výpočtu pomocí programu Plaxis 2D a Plaxis 3D.
- Hodnoty určené na základě jednotlivých výpočtů si vzájemně odpovídají. Lze tedy konstatovat, že pro sledované podmínky odpovídá bezpečnost výpočtu podle Šedivého bezpečnosti stanovené postupem podle ČSN EN 1997–1.
- Věrohodnost výsledků nemůžeme ověřit jejich porovnáním s údaji z praxe. Vzhledem k velmi dobré shodě v rámci jednotlivých výpočtů však můžeme získané délky celíků označit za věrohodné a bezpečné.

Účelem této studie bylo parametrické ověření použitelnosti výše popsanych postupů při budování brněnských sekundárních kolektorů v odpovídajících geologických podmínkách. Závěry této diplomové práce nelze aplikovat na podmínky jiné. Pro další využití při řešení odlišného problému je třeba provést podobné parametrické porovnání alespoň ve stejném rozsahu.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] ČÁST ČTVRTÁ – BEZPEČNOSTNÍ CELÍKY, 25.10.1991. *Vyhláška č. 415/1991 Sb. Vyhláška Českého báňského úřadu o konstrukci, vypracování dokumentace a stanovení ochranných pilířů, celíků a pásem pro ochranu důlních a povrchových objektů.* s. 8–10.
- [2] ČSN 73 3050. *Zemní práce.* Praha. Český normalizační institut: 1987.
- [3] ČSN 73 7501. *Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů.* Praha. Český normalizační institut: 1993.
- [4] ČSN EN 1991-1-1. *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení.* Praha. Český normalizační institut: 2004.
- [5] ČSN EN 1991-2. *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou.* Praha. Český normalizační institut: 2005.
- [6] JANGL, Ladislav. *Hornický slovník* [online]. Příbram. Komitét symposia Hornická Příbram ve vědě a technice: 1989. Dostupné z: <http://www.hornictvi.info/cteni/horslov/c.htm>
- [7] *Kolektory.* © 2017 [online]. [cit. 1.12.2016]. Dostupné z: <http://www.tsb.cz/sluzby/tsb-kolektory-brno/>
- [8] NOVÉ ZADÁNÍ PŘÍKLADU č. 14 !. 2016 [online]. [cit. 20.12.2016] Dostupné z: <http://geotech.fce.vutbr.cz/text.html>
- [9] *Plaxis 2D Introductory manuals.* © 2016. [online]. [cit. 1.12.2016]. Dostupné z: <https://www.plaxis.com/support/>
- [10] *Plaxis 3D Introductory manuals.* © 2016. [online]. [cit. 10.12.2016]. Dostupné z: <https://www.plaxis.com/support/>
- [11] *Překladač.* © 2017 [online]. Dostupné z: <https://translate.google.cz/>
- [12] RACLAVSKÝ, J. *Sdružené trasy městských vedení technického vybavení.* [online]. [cit. 3.12.2016]. Přednáška. Dostupné z: <http://docplayer.cz/4728902-Sdruzene-trasy-mestських-vedeni-technickeho-vybaveni.html>
- [13] SEDLÁČEK. 2006. *Sekundární kolektory v historickém centru města Brna.* [CD ROM] Brno. Přednáška Pöyry
- [14] ŠEDIVÝ, Miroslav. *Výpočet celíku s uvažováním kvality horninového prostředí a prozkoumanosti lokality.* Praha. 1985
- [15] WEIGLOVÁ, Kamila. *Mechanika zemin.* Brno. Akademické nakladatelství CERM® s.r.o.: 2007

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

A	Plocha čelby
a	Délka záběru/ Efektivní šířka výrubu
B	Dosah rozvolněné zóny
b	Světlá šířka ražené podzemní stavby
c_{ef}	Efektivní soudržnost
d	Délka celíku/ Mocnost únosného nadloží/ Tloušťka ostění
E	Modul pružnosti
EA	Normální tuhost
E_{def}	Modul přetvárnosti
EI	Ohybová tuhost
G	Vlastní tíha tělesa
g	Tíha ostění
h	Mocnost horniny
K_0	Součinitel zemního tlaku v klidu
k_n	Koeficient okamžitého nakypření horniny
LM	„Load model“
l	Délka záběru
m	Stupeň stability
M-C	Mohr-Coulomb
MKP	Metoda konečných prvků
n	Exponent odpovídající počtu dílčích objemů
o	Obvod teoretického výrubu
P	Stabilizační síla
Q_{ak}	Charakteristická hodnota nápravové síly
Q_d	Návrhová hodnota nápravové síly

q_d	Návrhová hodnoty rovnoměrného zatížení
Q_k	Charakteristická hodnota nápravové síly
q_k	Charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení
q_{LMI-TS}	Přetížení od soustavy TS
$q_{LMI-UDL}$	Přetížení od soustavy UDL
R_{inter}	„Strenght reduction factor“
RMR	„Rock mass rating“
TS	„Tandem system“
UDL	„Uniformly distributed load“
V	Objem tělesa/ Celkový objem rozvolněné zóny
V'	Objem elementu nadloží
V_c	Objem, který může vyplnit hornina v nakypřeném stavu po uvolnění z přístropí
V_i	Dílčí objem
W	Destabilizační síla
w	Tíha ostění
X_d	Návrhové hodnoty
X_k	Charakteristické hodnoty
α_Q	Regulační součinitele nápravových sil
α_q	Regulační součinitel rovnoměrného zatížení
β_Q	Regulační součinitel zatížení
γ	Objemová tíha zeminy
γ_e	Dílčí součinitele účinků zatížení
γ_f	Dílčí součinitele zatížení
γ_m	Dílčí součinitele parametrů základové půdy
γ_R	Dílčí součinitele únosnosti
γ_{sat}	Objemová tíha nasycené zeminy
γ_{unsat}	Objemová tíha odvodněné zeminy

γ_w	Objemová tíha vody
κ	Součinitel zavádějící vliv kvality horninového prostředí
ν	Poissonovo číslo
σ_n	Normálové napětí od vlastní tíhy zeminy a přetížení UDL
$\sigma_{x,Q}$	Vodorovné normálové napětí od vlastní tíhy zeminy, přetížení UDL a přetížení
$\sigma_{z,Q}$	Svislé normálové napětí od vlastní tíhy zeminy, přetížení UDL a přetížení TS
τ_{\max}	Vrcholová smyková pevnost na puklině/ Smyková pevnost zeminy
τ_{rel}	Relativní smykové tření
φ_{ef}	Efektivní úhel vnitřního tření

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1: Síť kolektorů v centru města Brna. [13]	11
Obrázek 2: Řez sekundárním kolektorem, Dominikánské náměstí, Brno.	14
Obrázek 3: Model zatížení 1 (LM 1). [5]	16
Obrázek 4: Geometrie modelu pro variantu podloží 1	18
Obrázek 5: Geometrie modelu pro variantu podloží 2 a 3	18
Obrázek 6: Princip výpočtu bezpečnostního celíku. [14].....	20
Obrázek 7: Určení normálového napětí s přídavkem od zatížení.....	21
Obrázek 8: Klasifikační parametry RMR a jejich ohodnocení. [14].....	23
Obrázek 9: Bodové ohodnocení orientace puklin vzhledem ke směru ražby. [14].....	24
Obrázek 10: Závislost součinitele α na hodnotách RMR. [14]	25
Obrázek 11: Princip určení přírůstku zemního tlaku od soustavy TS.	26
Obrázek 12: Princip posouzení stability nadloží. [14]	28
Obrázek 13: Schéma postupné propagace závalu. [14].....	31
Obrázek 14: Tvar a dosah jednotlivých poruchových zón. [14]	32
Obrázek 15: Schéma porovnávaných objemů.	32
Obrázek 16: Model konstrukce v programu Plaxis 2D.	35
Obrázek 17: Převedení soustavy TS na plošné zatížení.	36
Obrázek 18: Nastavení první fáze výpočtu v programu Plaxis 2D.	37
Obrázek 19: Nastavení druhé fáze výpočtu v programu Plaxis 2D.....	37
Obrázek 20: Nastavení poslední fáze výpočtu v programu Plaxis 2D.	38
Obrázek 21: Průběh relativního smykového napětí konečné fáze výpočtu pro geologii varianty 1	39
Obrázek 22: Průběh relativního smykového napětí konečné fáze výpočtu pro geologii varianty 2	40
Obrázek 23: Průběh relativního smykového napětí druhé fáze výpočtu pro geologii varianty 2	41
Obrázek 24: Průběh relativního smykového napětí poslední fáze výpočtu pro geologii varianty 2	41
Obrázek 25: Geometrie modelu pro výpočet v programu Plaxis 3D.	42
Obrázek 26: Převedení soustavy TS na plošné zatížení.	42
Obrázek 27: Nastavení první fáze výpočtu v programu Plaxis 3D	43
Obrázek 28: Nastavení druhé fáze výpočtu v programu Plaxis 3D.....	43
Obrázek 29: Nastavení poslední fáze výpočtu v programu Plaxis 3D.	44
Obrázek 30: Prostorový průběh relativního smykového napětí τ_{rel} pro podloží varianty 2	44
Obrázek 31: Podélný řez modelem s průběhem τ_{rel} pro podloží varianty 2	45
Obrázek 32: Prostorový průběh relativního smykového napětí τ_{rel} pro podloží varianty 3	45
Obrázek 33: Podélný řez modelem s průběhem τ_{rel} pro podloží varianty 3	46

SEZNAM TABULEK

Tabulka 1: Parametry geologických vrstev. Varianta 1 - Diabas silně zvětralý až zvětralý.	
Varianta 2 - Spraše a sprašové hlíny pevné konzistence. Varianta 3 - Spraše a sprašové hlíny konzistence měkké až velmi měkké.	15
Tabulka 2: Charakteristické hodnoty zatížení. [5]	16
Tabulka 3: Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR. [5]	16
Tabulka 4: Charakteristické hodnoty zatížení pro zpracování studie.....	17
Tabulka 5: Hodnoty součinitelů α pro zpracování studie.....	17
Tabulka 6: Parametry geologických vrstev. Varianta 1 - Diabas silně zvětralý až zvětralý.	
Varianta 2 - Spraše a sprašové hlíny pevné konzistence. Varianta 3 - Spraše a sprašové hlíny konzistence měkké až velmi měkké.	22
Tabulka 7: Bodové ohodnocení jednotlivých variant a odpovídající hodnota součinitele κ_1 . ..	25
Tabulka 8: Hodnoty zatížení pro výpočet.	26
Tabulka 9: Hodnoty přírůstků q_{LM1}	27
Tabulka 10: Vypočítané hodnoty destabilizační síly W.....	27
Tabulka 11: Hodnoty členů výpočtu stabilizační síly P.	27
Tabulka 12: Délky celků navržené postupem podle Šedivého.	28
Tabulka 13: Údaje důležité pro výpočet.....	29
Tabulka 14: Výpočet míry stability nadloží.	30
Tabulka 15: Dílčí součinitele parametrů základové půdy. [8]	33
Tabulka 16: Dílčí součinitele zatížení γ_f nebo účinků zatížení γ_e . [8].....	34
Tabulka 17: Návrhové hodnoty zatížení.	34
Tabulka 18: Dílčí součinitele únosnosti. [8].....	34
Tabulka 19: Parametry zemin pro výpočet pomocí programu Plaxis 2D.	35
Tabulka 20: Parametry ostění pro výpočet pomocí programu Plaxis 2D.....	35
Tabulka 21: Parametry ostění pro výpočet pomocí programu Plaxis 3D.....	42
Tabulka 22: Délky bezpečných celků stanovené různými postupy.	47